

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIO DO *CAMPUS* DA FCT/UNL

Por
Sandra Correia Semedo

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e
Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a
Obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Manuel Américo Gonçalves da Silva
Co-orientador: Professora Doutora Ildi Cismasiu

Lisboa
2009

AGRADECIMENTOS

Ao longo da execução do presente trabalho pude contar com o apoio, compreensão e ajuda de várias pessoas.

Ao Professor Doutor Manuel Américo Gonçalves da Silva, meu orientador, agradeço a eficiente orientação proporcionada ao longo do trabalho, bem como todo o conhecimento transmitido, que com ele evoluí. Não posso deixar de agradecer também a paciência que teve comigo.

À Professora Doutora Ildi Cismasiu, minha co-orientadora, agradeço a orientação facultada, a simpatia e a disponibilidade que sempre demonstrou, bem como as dúvidas que incansavelmente me tirou.

Aos meus pais, agradeço o incentivo e a coragem que sempre dedicaram ao longo do meu percurso académico.

Às minhas irmãs, agradeço todo o apoio e principalmente o exemplo que sempre me deram.

Ao meu namorado, agradeço todo o carinho, compreensão e auxílio que me proporcionou ao longo destes meses.

Agradeço também a todos os meus amigos que me incentivaram e ajudaram a ultrapassar esta etapa.

RESUMO

A acção sísmica pode ter efeitos devastadores nas estruturas, por isso é fundamental a sua consideração aquando do dimensionamento destas.

O objectivo da presente dissertação é avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício do *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, segundo as prescrições de dois regulamentos sísmicos. A análise da vulnerabilidade sísmica do edifício incidiu na estrutura e nos elementos não estruturais do edifício. Foi realizada uma análise dinâmica linear da estrutura, com recurso a um programa de cálculo automático.

No trabalho recordam-se conceitos como risco sísmico, perigosidade sísmica e vulnerabilidade sísmica para caracterizar o edifício VII do campus da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa do Monte da Caparica sob estes aspectos.

Abordam-se também as principais medidas a ter em conta na concepção de estruturas, bem como os principais danos provocados pela acção dos sismos, para estimar o comportamento da estrutura estudada.

Actualmente, em Portugal decorre a fase de transição entre dois regulamentos sísmicos, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e o Eurocódigo 8, que brevemente entrará em vigor. Por esta razão ambos os regulamentos foram considerados neste trabalho.

ABSTRACT

Seismic action can have devastating effects on structures and it is thus one key factor to take into consideration in structure designing.

The aim of this dissertation is to assess the seismic vulnerability of a building within the campus of Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, according to the requirements of two seismic regulations. Analysis of seismic vulnerability of the building focused on the structure and non-structural elements of the building. A linear dynamic analysis of the structure, using an automatic calculation program, was performed.

This study pointed out concepts such as seismic risk, seismic hazard and seismic vulnerability to characterize the building on the campus of Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa in Monte da Caparica in these aspects.

The study also addresses the key measures to consider in the design of structures as well as the main types of damage caused by the action of earthquakes, to estimate the behavior of the structure studied.

Currently, Portugal is undergoing a transition phase between the former national seismic code "Safety and Actions Regulation for Structures of Buildings and Bridges" and the "Eurocode 8", which will soon enter into force hence, both regulations, was considered in this work.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 Introdução	1
CAPÍTULO 2 Comportamento das Estruturas à acção Sísmica .	3
2.1. Condições externas.....	4
2.1.1.Topografia local.....	4
2.1.2. Constituição dos Solos	4
2.1.2.1. Liquefacção	5
2.1.2.2. Assentamentos e Deslizamentos.....	7
2.1.2.3. Terreno de Aterro e Escavação.....	8
2.1.2.4. Falhas activas.....	9
2.1.3. Interacção com edifícios confinantes	10
2.1.3.1. Edifícios confinantes com alturas diferentes	11
2.2. Condições internas.....	13
2.2.1. Sistemas estruturais	13
2.2.2. Fundações	14
2.2.3. Concepção estrutural	15
2.2.4. Regularidade estrutural.....	16
2.2.4.1. Regularidade em planta	16
2.2.4.2. Regularidade em alçado.....	18
2.3. Medidas de Concepção Estrutural	20
2.4. Regulamentação de Projecto Sísmico.....	21
2.4.1. Definição da Acção Sísmica segundo o RSA.....	22
2.4.2. Definição da Acção Sísmica segundo o EC8	25
2.4.3. Comparação entre o RSA/REBAP e EC8	32

CAPÍTULO 3 Risco Sísmico	37
3.1. Breve contexto histórico da Sismicidade em Portugal	40
3.2. Metodologias para a avaliação do risco sísmico	45
3.3. Caracterização do Risco Sísmico na área do campus da Faculdade de Ciências e Tecnologias do Monte da Caparica	50
3.4. Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica Não Estrutural	53
 CAPÍTULO 4 Caso em Estudo	 57
4.1. Modelação do corpo escolhido	59
4.1.1. Descrição Estrutural	59
4.1.1.1. Lajes	61
4.1.1.2. Vigas e Pilares	63
4.1.1.3. Núcleos resistentes	66
4.1.1.4. Paredes resistentes	68
4.1.1.5. Escadas	68
4.1.1.6. Materiais	68
4.1.1.6.1. Betão	68
4.1.1.6.2. Aço	68
4.2. Acções	69
4.2.1. Acções Verticais	69
4.2.1.1. Carga Permanente	69
4.2.1.2. Sobrecarga	69
4.2.2. Acções Horizontais	70
4.3. Massas	70
4.4. Rigidez e Coeficiente de Comportamento	73
4.5. Escolha do Modelo	75
4.6. Análise Dinâmica do edifício	79

4.6.1. Análise segundo o R.S.A.....	79
4.6.1.1. Definição da Acção Sísmica.....	79
4.6.1.2. Espectro de Resposta das Acções Sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.....	80
4.6.2. Análise Dinâmica do edifício segundo o EC8.....	81
4.6.2.1. Definição da Acção Sísmica.....	82
4.6.2.2. Espectro de Resposta.....	83
4.7. Resultados.....	85
4.7.1. Resultados segundo o RSA	85
4.7.1.1. Frequências e Modos.....	85
4.7.1.2. Deslocamentos.....	86
4.7.1.3. Esforços	89
4.7.1.4. Pilares Circulares.....	92
4.7.2. Resultados segundo o EC8	95
4.7.2.1. Frequências e Modos.....	95
4.7.2.2. Deslocamentos.....	96
4.7.2.3. Esforços	101
4.7.2.4. Pilares Circulares.....	102
4.8. Pontos a rever no Edifício	106
4.9. Vulnerabilidade sísmica dos elementos não estruturais	111
 CAPÍTULO 5 Conclusões	 115
 Referências Bibliográficas	 119
 Anexo 1	 125
Anexo 2	126
Anexo 3	127
Anexo 4	131

Anexo 5	135
Anexo 6	136
Anexo 7	136
Anexo 8	137
Anexo 9	138
Anexo 10	142
Anexo 11	143

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2	3
Figura 2.1 Influência da constituição dos solos nas frequências da acção sísmica	5
Figura 2.2 Fenómeno de liquefacção devido ao sismo de 1999 na Turquia	6
Figura 2.3 Assentamento generalizado devido ao sismo de 1999 na Turquia	7
Figura 2.4 Deslizamento de terras devido ao sismo de 1995 em Califórnia	8
Figura 2.5 Colapso de estruturas devido à sua fundação ser numa falha sísmica, sismo de 1999 na Turquia	9
Figura 2.6 Danos estruturais devido à interacção de edifícios confinantes, sismo de 1987 no México	10
Figura 2.7 Efeito de desigualdades em altura.....	11
Figura 2.8 Danos em edifícios ao choque de edifícios com pavimentos desencontrados, sismo de 1999 na Turquia.....	12
Figura 2.9 Danos em pilares devido à interrupção em altura das paredes, sismo de S. Fernando, 1971	12
Figura 2.10 Consequências diferentes no parque edificado devido ao sismo de Julho de 1998 no Faial	13
Figura 2.11 Colapso da estrutura devido à inadequada ligação entre nós de ligação viga-pilar, sismo de Atenas, 1999.....	15
Figura 2.12 Deformação de pilares com grande esbelteza, México, 1985.....	16
Figura 2.13 Comportamento de estruturas rectangular e em L, devido à aplicação de forças horizontais.....	17
Figura 2.14 Dimensões máximas de recuos com simetria axial.....	18
Figura 2.15 Dimensões máximas de um único recuo de uma estrutura	19
Figura 2.16 Dimensões máximas de recuos assimétricos	19
Figura 2.17 Relação do período de retorno com o período de vida útil dos edifícios....	22
Figura 2.18 Zonamento do território	23

Figura 2.19 Zonamento do território de Portugal Continental segundo o Anexo Nacional do EC8	28
Figura 2.20 Espectro de Resposta para um cenário próximo, segundo o EC8 e o RSA	33
Figura 2.21 Espectro de Resposta para um cenário afastado, segundo o EC8 e o RSA	33
Figura 2.22 Correspondência entre os tipos de terreno definidos no RSA e no EC8.....	34
 CAPÍTULO 3	 37
Figura 3.1 Placas Tectónicas	38
Figura 3.2 Carta Neotectónica de Portugal Continental	39
Figura 3.3 Isossistas do sismo de 1531	41
Figura 3.4 Isossistas do terramoto de 1755	42
Figura 3.5 Isossistas do terramoto de 1858	42
Figura 3.6 Isossistas do sismo de 1909	43
Figura 3.7 Fenómeno de liquefacção, sismo de 1964, Japão	45
Figura 3.8 Classes de vulnerabilidade segundo a EMS-98	47
Figura 3.9 Curvas de vulnerabilidade que correlacionam a taxa de mortos com a intensidade sísmica segundo a escala de Mercalli Modificada segundo diferentes tipologias de edifícios.....	49
Figura 3.10 Distribuição dos sismos históricos em Portugal Continental.....	51
Figura 3.11 Danos não estruturais, sismo de S. Fernando em 1971.....	54
 CAPÍTULO 4	 57
Figura 4.1 Pilares circulares do edifício em estudo.....	57
Figura 4.2 Dimensões em planta do piso térreo	58
Figura 4.3 Perspectiva do edifício	59
Figura 4.4 Forma do edifício em planta	60
Figura 4.5 Laje com blocos de betão leve tipartidos	61

Figura 4.6 Laje com blocos de betão leve tipartidos aproximada a uma secção rectangular	62
Figura 4.7 Graus de liberdade de um elemento <i>shell</i>	62
Figura 4.8 Caracterização dos graus de liberdade de um nó	63
Figura 4.9 Elemento linear	64
Figura 4.10 Eixos de uma secção de um elemento <i>frame</i> no programa SAP2000.....	65
Figura 4.11 Elemento <i>frame</i> correspondente ao núcleo resistente das escadas.....	66
Figura 4.12 Ligação do núcleo de elevadores à laje do piso 2 e 3	67
Figura 4.13 Pontos em análise em cada piso junto ao núcleo	75
Figura 4.14 Tensões (σ_{xy}) na laje de ligação ao núcleo de elevadores.....	78
Figura 4.15 Espectro de resposta correspondente à acção sísmica tipo 1 e à acção sísmica tipo 2 de acordo com o RSA.....	80
Figura 4.16 Espectro de resposta correspondente á acção sísmica Tipo 1 de acordo com o EC8.....	84
Figura 4.17 Espectro de resposta correspondente á acção sísmica Tipo 2 de acordo com o EC8.....	84
Figura 4.18 Disposição em planta dos corpos A e B considerados para a análise sísmica	87
Figura 4.19 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções x para os dois tipos de acções sísmicas	88
Figura 4.20 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções y para os dois tipos de acções sísmicas	88
Figura 4.21 Representação das vigas de ligação	91
Figura 4.22 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções x para os dois tipos de acções sísmicas	99
Figura 4.23 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções y para os dois tipos de acções sísmicas	99
Figura 4.24 Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y para acção do Tipo 1 de um pilar circular representativo	104

Figura 4.25 Reforço de vigas com chapas coladas	106
Figura 4.26 Pilar circular com encamisamento metálico	108
Figura 4.27 Painéis de vidro existentes na estrutura	111
Figura 4.28 Cacifos encastrados nas paredes	112
Figura 4.29 Equipamento com rodas vulnerável ao sismo.....	113

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2	3
Tabela 2.1 Valores do coeficiente de sismicidade.....	23
Tabela 2.2 Classificação dos tipos de terreno quanto à sua natureza, adaptado do RSA...	24
Tabela 2.3 Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica, adaptado da Tabela 2.3 do EC8	27
Tabela 2.4 Parâmetros que definem o espectro de resposta para a acção sísmica Tipo 1 de acordo com o NP EN 1998-1	29
Tabela 2.5 Parâmetros que definem o espectro de resposta para a acção sísmica Tipo 2 de acordo com o NP EN 1998-1	30
Tabela 2.6 Classificação das classes de importância dos edifícios, adaptado da Tabela 4.3 do EC8	30
Tabela 2.7 Valores dos coeficientes de importância correspondentes a cada classe de importância dos edifícios, segundo o Anexo Nacional alínea h) do EC8	31
Tabela 2.8 Valores de a_{gR} (cm/s ²) de acordo com o NP EN 1998-1	31
 CAPÍTULO 3	 37
Tabela 3.1 Caracterização das estruturas em betão armado consoante o nível de dimensionamento sísmico	52
 CAPÍTULO 4	 57
Tabela 4.1 Altura e respectiva cota de cada piso.....	59
Tabela 4.2 Dimensões dos pilares que alteram de secção a partir do piso 3	64
Tabela 4.3 Valores das sobrecargas do modelo estrutural.....	70
Tabela 4.4 Valores das massas associadas à restante carga permanente.....	70

Tabela 4.5 Valores de φ para as diferentes categorias definidas em EN 1991-1-1:2002	72
Tabela 4.6 Valores de ψ_{Ei} para o cálculo das massas associadas às sobrecargas	72
Tabela 4.7 Valores dos coeficientes de comportamento segundo o REBAP	73
Tabela 4.8 Valores que definem o coeficiente de comportamento.....	74
Tabela 4.9 Deslocamentos absolutos segundo x e y em três pontos da laje do Modelo A	76
Tabela 4.10 Deslocamentos absolutos segundo x e y em três pontos da laje do Modelo B	76
Tabela 4.11 Deslocamentos absolutos segundo x e y em três pontos da laje do Modelo C	76
Tabela 4.12 Deslocamentos absolutos segundo x e y do pilar PC9 para os três modelos	76
Tabela 4.13 Parâmetros que definem o espectro de resposta para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2 de acordo com o NP EN 1998-1.....	82
Tabela 4.14 Valores de a_{gR} (cm/s ²) para o município de Almada de acordo com o NP EN 1998-1	83
Tabela 4.15 Resultados da aceleração no terreno.....	83
Tabela 4.16 Período, frequência própria e frequência angular de cada modo.....	85
Tabela 4.17 Factores de participação modal das massas e configuração dos modos de vibração	86
Tabela 4.18 Deslocamentos absolutos nos pisos segundo as direcções x e y	87
Tabela 4.19 Deslocamentos máximos segundo as direcções x e y.....	89
Tabela 4.20 Forças de Corte segundo as direcções x e y	89
Tabela 4.21 Esforços dos pilares mais esforçados	90
Tabela 4.22 Esforços nas vigas de ligação	92
Tabela 4.23 Esforços nos pilares circulares devido à acção sísmica do tipo 1.....	93
Tabela 4.24 Verificação dos Estados Limites Últimos nos pilares	94

Tabela 4.25 Deslocamentos absolutos e relativos entre pisos devido à acção sísmica do tipo 1 de um pilar circular representativo	94
Tabela 4.26 Período, frequência própria e frequência angular de cada modo.....	95
Tabela 4.27 Factores de participação modal das massas e configuração de cada modo	96
Tabela 4.28 Valores do factor de redução ν , segundo NP EN 1998-1	97
Tabela 4.29 Deslocamentos máximos relativos entre pisos	98
Tabela 4.30 Deslocamentos absolutos nos pisos segundo as direcções x e y	98
Tabela 4.31 Deslocamentos máximos segundo as direcções x e y.....	100
Tabela 4.32 Forças de Corte segundo as direcções x e y	101
Tabela 4.33 Esforços dos pilares mais esforçados	101
Tabela 4.34 Esforços nas vigas de ligação devido à acção sísmica tipo 1	102
Tabela 4.35 Esforços nos pilares circulares devido à acção sísmica do tipo 1.....	103
Tabela 4.36 Verificação dos Estados Limites Últimos nos pilares	104
Tabela 4.37 Deslocamentos absolutos e relativos entre pisos devido à acção sísmica do tipo 1 de um pilar circular representativo	105
Tabela 4.38 Deslocamentos absolutos e relativos devido à acção sísmica do tipo 1 do EC8 no pilar circular em estudo com 0,60 m de diâmetro	107
Tabela 4.39 Deslocamentos absolutos e relativos devido à acção sísmica do tipo 1 do EC8 no pilar circular em estudo com reforço com chapas metálicas.....	109
Tabela 4.40 Deslocamentos absolutos e relativos devido à acção sísmica do tipo 1 do EC8 no pilar em estudo após o reforço no núcleo.....	110

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A ocorrência de um sismo é um fenómeno muito importante, uma vez que pode provocar perdas humanas e elevados danos materiais nomeadamente no edificado. O seu impacto pode ser minimizado, se as estruturas forem dimensionadas segundo os códigos vigentes e se implementar reforço sísmico nas estruturas existentes de modo a resistirem a um futuro sismo.

O objectivo deste estudo consiste em conhecer melhor a situação dos edifícios que compõem o *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa no Monte da Caparica. Fez-se um estudo da resistência sísmica de um edifício do *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia aplicando as disposições prescritas nos seguintes regulamentos: Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e Eurocódigo 8 (EC8).

Esse estudo justifica-se pelo facto de, por variadas razões, nomeadamente algumas enunciadas no capítulo 2, muitos edifícios existentes não resistirem à acção sísmica actualmente definida. A análise que se realizou foi uma análise dinâmica linear com o apoio do *software* de cálculo automático *SAP2000*.

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos. No capítulo 1 é apresentada uma breve introdução do trabalho, seus objectivos e a estruturação da dissertação.

No capítulo 2 são feitas algumas considerações sobre o comportamento de estruturas de betão armado face às acções sísmicas. São descritos os factores que influenciam o comportamento sismo-resistente das estruturas, ilustrando-se alguns efeitos dos sismos em estruturas de betão armado, associados a vulnerabilidades sísmicas. A análise de situações de danos tem como objectivo a compreensão dos factores que originam essas consequências. Referem-se também neste capítulo os pontos cruciais a ter em conta na concepção de estruturas e os critérios de classificação

de estruturas no que respeita à sua regularidade propostos pelo EC8. Por fim apresenta-se resumidamente a evolução da regulamentação portuguesa, abordando a definição da acção sísmica, nomeadamente do zonamento sísmico e a classificação dos solos segundo os regulamentos sísmicos em estudo, comparando-os entre si.

No capítulo 3 são definidos os principais conceitos relacionados com o trabalho, nomeadamente risco sísmico, vulnerabilidade sísmica e perigosidade sísmica. Descreve-se sucintamente a historicidade sísmica ao nível continental e mundial, principalmente acontecimentos que marcaram a evolução na construção anti-sísmica.

O capítulo 4 é dedicado à descrição da estrutura em estudo e a sua modelação. Aplicam-se as recomendações do RSA/REBAP e do EC8 ao edifício, aprofundando assim melhor os conhecimentos dos regulamentos. Estuda-se o edifício em análise, estabelecendo a classe de ductilidade, as massas, o coeficiente de comportamento e procedendo-se à verificação dos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço. Por fim, apresenta-se a respectiva comparação de resultados, complementada com recomendações de reforço sísmico da estrutura e com a classificação dos elementos não estruturais quanto à sua vulnerabilidade sísmica. O objectivo deste capítulo consiste em avaliar a vulnerabilidade sísmica do edifício em análise, de forma a conhecer as suas condições de segurança face a eventuais abalos sísmicos.

No capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões encontradas no estudo desenvolvido na presente dissertação, nomeadamente as principais anomalias detectadas, sendo referidas algumas sugestões para serem desenvolvidas no futuro.

Por último, nos Anexos apresentam-se tabelas, alguns excertos dos regulamentos em estudo e figuras, nomeadamente plantas do edifício e modos de vibração da estrutura.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS À ACÇÃO SÍSMICA

Os sismos são fenómenos naturais, que ao longo da história originaram muitas catástrofes, com consequências de perdas humanas, económicas e construtivas, devido à sua natureza imprevisível e incontrolável.

Há muitos anos que o Homem tem desenvolvido estudos para prever e quantificar estes fenómenos naturais, embora actualmente a sua previsão não seja ainda fiável.

Para minimizar o impacto sísmico nas construções surgiram regulamentos com procedimentos de dimensionamento, tais como o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [2], o Eurocódigo 8 [4], o Código Sísmico Italiano, o *ATC-40* e o *UBC (Uniform Building Code)* entre outros.

Apesar do aperfeiçoamento dos regulamentos sísmicos, verifica-se pelos danos estruturais provocados por um sismo intenso que muitas estruturas exibem um comportamento inadequado, mesmo estando dimensionadas de acordo com os regulamentos em questão. Existem variados factores, além da concepção estrutural apoiada em regulamentos, a ter em conta para que uma estrutura tenha um bom desempenho sob a acção sísmica.

Os elementos que estão mais expostos aos danos provocados pelos movimentos sísmicos são principalmente os solos, as pessoas e as estruturas.

Os sismos actuam sobre os edifícios causando uma vibração que se transmite das fundações à estrutura, e impondo deformações que, uma vez que se ultrapasse o estado limite de resistência, pode levar a estrutura ao colapso.

Os maiores danos provocados por ocorrências sísmicas recentes em instalações escolares europeias resultaram de alguns factores, tais como: fundações inadequadas, tipologia estrutural inapropriada, má qualidade dos materiais estruturais, deficiente estado de conservação e projectos inadequados.

Assim pode dizer-se que há dois tipos de condições que podem influenciar o desempenho dos edifícios à acção sísmica: condições externas e condições internas.

Para estudar os efeitos que um sismo possa provocar num determinado local, é necessário conhecer bem a geologia e a topografia do local, que fazem parte das condições externas.

2.1. CONDIÇÕES EXTERNAS

2.1.1. TOPOGRAFIA LOCAL

O local onde está inserida a estrutura condiciona bastante a resposta quando submetida à acção sísmica. Os pontos mais altos e os pontos mais baixos são locais mais vulneráveis ao sismo.

A implantação de um edifício deve ser feita em terrenos planos, compactados e afastados de encostas de grande declive, porque nestas condições não há perigo de deslizamento de terras.

2.1.2. CONSTITUIÇÃO DOS SOLOS

O comportamento e a caracterização dos solos também influenciam em muito os danos e as consequências que possam surgir devido à acção dos sismos.

Os danos são mais significativos em zonas de solos moles ou soltos do que em zonas de solos rijos ou rochas. Os aterros também são muito vulneráveis à ocorrência de sismos, uma vez que são mais susceptíveis de sofrer assentamentos.

O espectro de resposta é uma representação gráfica do valor máximo de resposta, em termos de deslocamento, aceleração ou esforços de um conjunto de osciladores com um grau de liberdade, quando solicitados por uma acção sísmica. [44]

A constituição do solo também influencia a forma do espectro de resposta, sendo que para solos macios as frequências mais baixas são amplificadas enquanto as frequências altas são absorvidas.

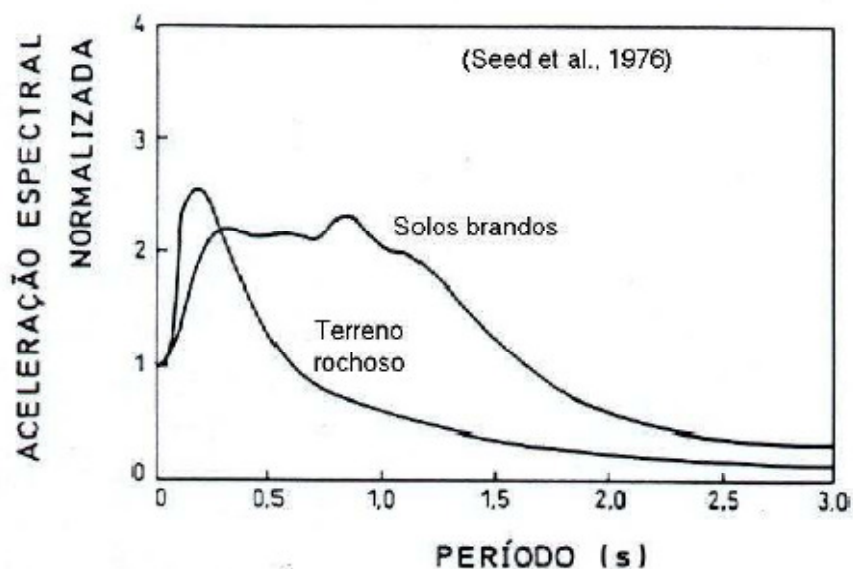


Figura 2.1 Influência da constituição dos solos nas frequências da acção sísmica [30]

A composição e as propriedades do solo influenciam muito os movimentos sísmicos. Quanto menos o solo for consolidado, maiores serão os movimentos sísmicos nesse tipo de solos, assim como quanto maior for a percentagem de água no solo também maiores serão os movimentos sísmicos.

A constituição dos solos de fundação, bem como o seu comportamento, influenciam muito o comportamento da estrutura face à ocorrência de sismos. A fundação de um edifício nunca deve ser feita junto de zonas de falhas activas, porque a vibração do terreno é mais elevada nessas zonas, quando actuam sismos.

São vários os tipos de fenómenos que podem ocorrer nos solos mais vulneráveis, como por exemplo a ocorrência de liquefacção, assentamentos e deslizamentos.

2.1.2.1. LIQUEFACÇÃO

A ocorrência do fenómeno de liquefacção é normalmente verificada em solos incoerentes, saturados, com granulometria fina e pouco consolidados. A liquefacção surge quando os solos estão saturados de água e são submetidos à acção sísmica, passando a comportarem-

se como um fluido, provocando o afundamento dos edifícios no solo. Este tipo de solos não é portanto um bom apoio para as fundações de uma estrutura, podendo originar graves danos, mesmo devido à acção de um sismo de intensidade fraca.

O solo quando sofre liquefacção perde a sua resistência, razão pela qual este fenómeno tem sido responsável por graves danos provocados nas estruturas, como se pode ver pela Figura 2.2.



Figura 2.2 Fenómeno de Liquefacção devido ao sismo de 1999 na Turquia [8]

Uns dos critérios para avaliar a susceptibilidade de liquefacção são os eventos históricos de liquefacção, porque este fenómeno tem a tendência a repetir-se no mesmo local quando as condições do solo se mantêm inalteradas.

No caso do edifício em estudo, este está assente num solo formado essencialmente por silte amarelo de consistência média, logo este fenómeno tem pouca probabilidade de ocorrência.

2.1.2.2. ASSENTAMENTOS E DESLIZAMENTOS

Os assentamentos dos solos são também consequências dos movimentos sísmicos no solo. É um fenómeno que difere do fenómeno de liquefacção, e é mais verificado em solos secos, sendo caracterizado pela compactação dos solos. As estruturas são afectadas pelos assentamentos das fundações, que provocam esforços de elevados nos pilares e vigas.

Outro fenómeno que pode ocorrer devido à acção sísmica é o deslizamento de terras. A ocorrência de deslizamentos de terras depende de vários factores, tais como, o tipo de solo, a inclinação do solo e o teor de água que o solo possui. É mais susceptível a ocorrência de deslizamentos em solos insuficientemente compactados e em terrenos que formam taludes. Os movimentos sísmicos provocam acelerações no solo que originam forças de inércia que provocam o deslizamento de terras, tal como se pode ver pela Figura 2.4. Uma das soluções para tornar estes terrenos menos vulneráveis é estabilizá-los se tal for economicamente viável.



Figura 2.3 Assentamento generalizado devido ao sismo de 1999 na Turquia [8]



Figura 2.4 Deslizamento de terras devido ao sismo de 1995 em Califórnia [34]

O edifício em estudo desenvolve-se numa encosta suavemente inclinada, logo a hipótese de deslizamento de terras é muito reduzida.

2.1.2.3. TERRENO DE ATERRO E ESCAVAÇÃO

As zonas de aterro comportam-se mal relativamente à acção dos sismos. A característica deste tipo de solo é ser pouco compactado, com a vibração do terreno provocado pela acção sísmica dá-se a compactação do solo, originando posteriormente assentamentos diferenciais nas estruturas fundadas nesse terreno.

Em zonas de escavação, as estruturas sofrem menos danos do que quando fundadas sobre aterros.

O edifício em estudo está assente em terrenos tanto de escavação como de aterro, sendo que os terrenos em aterro chegam a pouco mais de quatro metros de espessura, segundo o relatório geotécnico fornecido pela Faculdade de Ciências e Tecnologia.

2.1.2.4. FALHAS ACTIVAS

As fundações dos edifícios sobre falhas activas podem ter consequências sérias na resistência da estrutura, pois podem surgir “aberturas” no terreno provocadas por falhas, que posteriormente podem provocar o colapso da estrutura. Junto às falhas a intensidade das vibrações sísmicas é elevada, podendo originar deslocamentos diferenciais [27].



Figura 2.5 Colapso de estruturas devido à sua fundação ser numa falha sísmica, sismo de 1999 na Turquia [25]

A maioria dos sismos naturais está relacionada com o movimento de falhas activas. As falhas são consideradas recentes quando há evidências de deslocamentos recentes [29].

O edifício em análise situa-se no Monte da Caparica distrito de Setúbal, que como se pode verificar no capítulo seguinte, é uma zona afectada pela falha do Vale Inferior do Tejo.

2.1.3 INTERACÇÃO COM EDIFÍCIOS CONFINANTES

A interacção dos edifícios quando vibram devido aos efeitos dos sismos pode originar graves danos nas estruturas, sendo que se as estruturas estiverem encostadas a outras, influenciam em grande parte o seu comportamento.

Por exemplo, num conjunto de edifícios “encostados” uns nos outros, os que sofrem maiores danos são aqueles que se localizam nas extremidades, pois estes não têm onde se apoiarem quando submetidos a deslocamentos horizontais provenientes de encostos dos edifícios adjacentes. A este fenómeno dá-se o nome de “*Pounding*”.

Os deslocamentos horizontais dos edifícios mais flexíveis são impedidos pelos edifícios de maior rigidez.

Se os edifícios adjacentes possuírem características diferentes, tais como a sua frequência natural, podem acontecer situações de separação e choque entre edifícios.



Figura 2.6 Danos estruturais devido à interacção de edifícios confinantes, sismo de 1987 no México [26]

2.1.3.1. EDIFÍCIOS CONFINANTES COM ALTURAS DIFERENTES

O choque entre edifícios de alturas diferentes pode provocar danos nos edifícios, principalmente no edifício menos rígido.

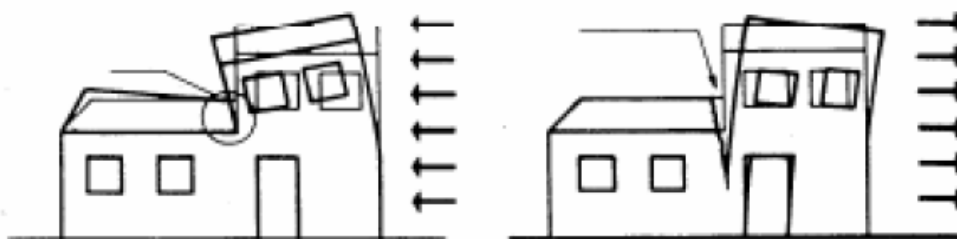


Figura 2.7 Efeito de desigualdades em altura

Outra situação que pode provocar danos, sucede quando os pisos das estruturas confinantes estão desencontrados, como por exemplo, quando a laje de um edifício coincide com um pilar a meia altura do edifício adjacente. Os pilares submetidos neste caso a esforços elevados, podem levar ao seu colapso, como se pode ver pela Figura 2.8.



Figura 2.8 Danos em edifícios ao choque de edifícios com pavimentos desencontrados, sismo de 1999 na Turquia [27]

A existência de meia parede é outra situação a evitar, porque provoca momentos máximos a meio do pilar devido à acção sísmica. Esta situação existe por motivos arquitectónicos e funcionais (comércio).



Figura 2.9 Danos em pilares devido à interrupção em altura das paredes, sismo de S. Fernando, 1971 [8]

2.2. CONDIÇÕES INTERNAS

As condições internas estão relacionadas com a estrutura em si, sendo o seu desempenho e resistência condicionados pelo projecto de dimensionamento e pormenorização. Estas condições influenciam em muito a vulnerabilidade sísmica dos edifícios, sendo um exemplo a Figura 2.10. Aí, a estrutura que permaneceu sem danos maiores foi a estrutura concebida com regulamentos sísmicos, enquanto a outra estrutura completamente destruída não tinha sido dimensionada de acordo com os regulamentos sísmicos.



Figura 2.10 Consequências diferentes no parque edificado devido ao sismo de Julho de 1998 no Faial [1]

2.2.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS

A primeira preocupação do projectista é a escolha de uma solução estrutural adequada, que consiga conciliar a resolução dos problemas arquitectónicos e funcionais com a necessidade de garantir resistência à estrutura, tendo em conta as acções a que vai estar sujeita [40].

O sistema estrutural de uma estrutura influencia em muito o seu comportamento sísmo-resistente, pois consoante o sistema estrutural escolhido diferente é a sua ductilidade.

Existem três sistemas estruturais diferentes:

- Estrutura em pórtico;
- Estrutura mista pórtico-parede;
- Estrutura parede;

O sistema em pórtico é o mais antigo sistema estrutural, apareceu com a introdução do betão armado nas construções, e foi utilizado em Portugal entre 1960 e 1970. Neste sistema as cargas são transmitidas às lajes e posteriormente depois às vigas.

A partir de 1983, com as construções em altura e com a entrada em vigor do RSA [2], o sistema em pórtico tornou-se insuficiente para resistir à acção sísmica, sendo necessária a introdução de um novo sistema, o sistema com estrutura mista pórtico-parede. Esta estrutura difere da estrutura em pórtico, apenas porque possui paredes e caixas de escadas e de elevadores em betão armado, que constituem os principais elementos resistentes da estrutura. Este elementos resistentes aumentam a resistência das estruturas a forças horizontais, sendo essenciais para controlar os deslocamentos horizontais.

Na estrutura parede, os principais elementos resistentes são paredes em betão armado. São estruturas menos frequentes, devido a questões arquitectónicas e por ser uma solução mais dispendiosa.

O edifício em estudo é constituído por uma estrutura mista pórtico-parede, pois a resistência da estrutura é composta tanto pelos elementos em pórtico como pelos núcleos e paredes resistentes.

2.2.2. FUNDAÇÕES

As fundações são muito importantes no funcionamento sísmico de uma estrutura, uma vez que transmitem os esforços ao resto da estrutura. As fundações são portanto um factor muito importante, sendo que a utilização de lintéis é uma boa solução para um bom comportamento sísmico da estrutura. Os lintéis ligam as fundações da estrutura entre si, melhorando o seu funcionamento conjunto. O tipo de material a utilizar nas fundações é também um factor que influencia a resistência da estrutura ao sismo.

No edifício em estudo, a análise das fundações não foi feita, por não estar no âmbito deste trabalho.

2.2.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Existem inúmeros casos de má concepção das estruturas, a nível de dimensionamento, que em muitos casos origina danos desastrosos. A acção sísmica expressa-se mais nos nós de ligação entre os pilares e as vigas, logo deve-se evitar a sua rotura, embora seja mais condicionante a rotura nos pilares que pode ocasionar o colapso da estrutura. A zona de ligação viga-pilar deve por isso possuir um reforço adequado para resistir à acção sísmica.



Figura 2.11 Colapso da estrutura devido à inadequada ligação entre nós de ligação viga-pilar, sismo de Atenas, 1999 [27]

As estruturas de rigidez assimétrica em planta possuem um efeito de torção que amplifica os esforços durante a actuação do sismo, podendo provocar o colapso da estrutura por rotura de corte.

A colocação indevida de paredes resistentes pode trazer problemas, tais como excentricidades acentuadas entre o centro de rigidez e o centro de massa e a formação de secções pouco dúcteis com grandes percentagens de armadura.

Os pilares esbeltos são muito vulneráveis à acção dos sismos quando o seu encamisamento é deficiente.



Figura 2.12 Deformação de pilares com grande esbelteza, México, 1985 [30]

Quanto ao edifício em análise, este possui pilares esbeltos de grande altura, vigas fracamente armadas, dois núcleos resistentes e duas paredes resistentes.

2.2.4. REGULARIDADE ESTRUTURAL

A regularidade estrutural é classificada tendo em conta as condições de regularidade tanto em planta como em alçado.

2.2.4.1. REGULARIDADE EM PLANTA

Segundo o ponto 4.2.3.2 do EC8 [4], existem critérios de regularidade em planta que devem ser cumpridos:

- A distribuição de massa e de rigidez deve ser simétrica em planta;
- Não apresentar grandes reentrâncias (menos de 25% da dimensão em planta);

- A esbelteza do edifício no plano deve satisfazer $\lambda = L_{\text{máx.}}/L_{\text{min.}} < 4$, em que $L_{\text{máx.}}$ e $L_{\text{min.}}$ são respectivamente a maior e a menor dimensão da estrutura no plano ;
- Considerar os pisos rígidos para não haver deformações nos pisos. Recomenda-se especial cuidado na análise dos pisos com as formas de L, C, H, I e X;
- Limitação dos efeitos de torção através das condições:

$$e_{ox} \leq 0,30.r_x \quad r_x \geq l_s \quad (2.1)$$

em que:

e_{0x} é a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa

r_x é o raio de torção

l_s é o raio de giração da massa do piso

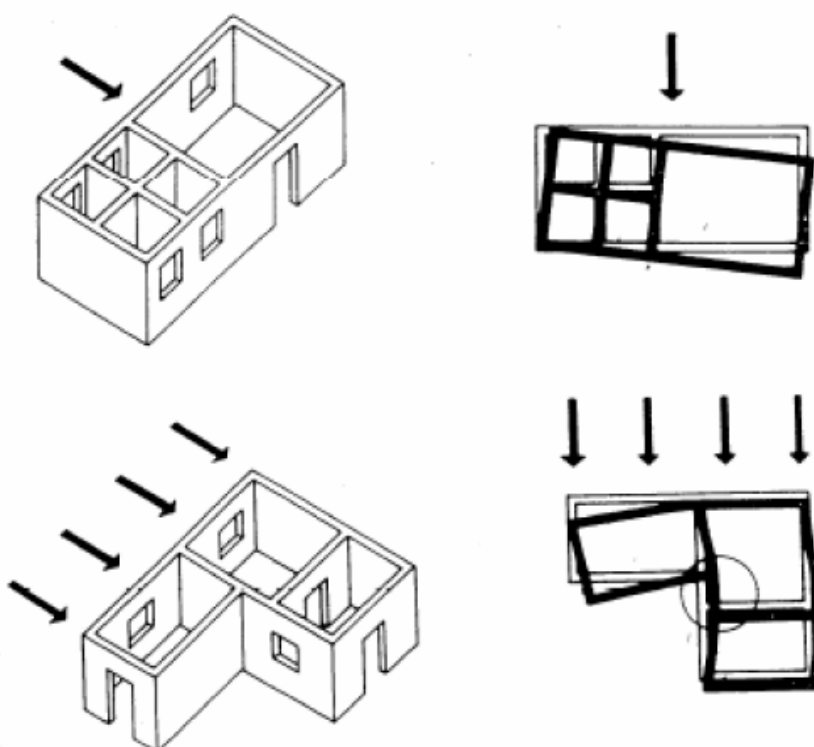


Figura 2.13 Comportamento de estruturas rectangular e em L, devido à aplicação de forças horizontais

No caso do edifício em estudo, como se mostrará ao longo do trabalho, este não é regular em planta por ser uma estrutura em L.

2.2.4.2. REGULARIDADE EM ALÇADO

Segundo o ponto 4.2.3.3 do EC8 [4], existem critérios de regularidade em alçado que devem ser cumpridos:

- Os elementos resistentes (paredes e núcleos de escadas e elevadores) não podem ser interrompidos em altura;
- A rigidez e a massa da estrutura deve ser constante ao longo da estrutura. No caso de a massa e a rigidez não forem constantes deve-se apresentar uma diminuição gradual da rigidez ao longo da estrutura (da base da estrutura para o topo);
- Em caso de recuos, deve-se respeitar as seguintes condições:
 - 1) Para preservar a simetria axial, os recuos em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão do piso anterior;

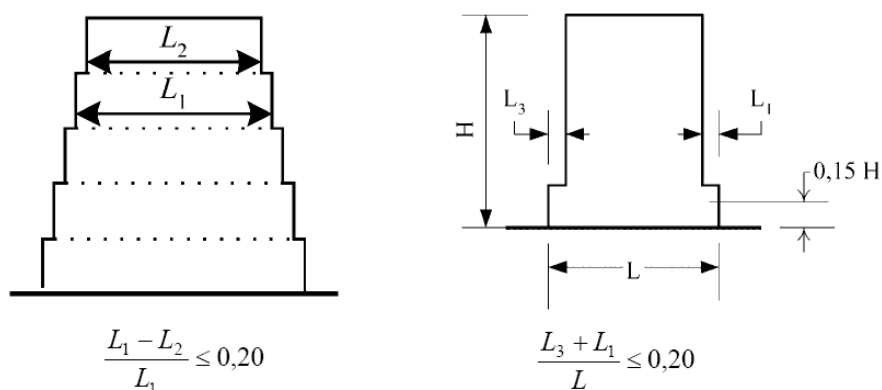


Figura 2.14 Dimensões máximas de recuos com simetria axial

- 2) Para um único recuo no nível inferior com 0,15 da altura total da estrutura, o recuo não pode ser superior a 50% da dimensão do piso anterior;

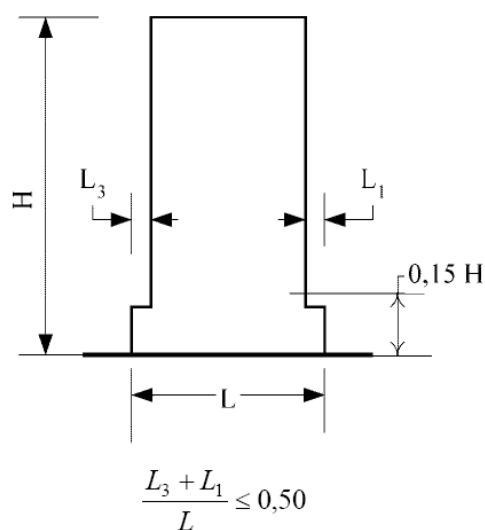


Figura 2.15 Dimensões máximas de um único recuo de uma estrutura

- 3) Recuos graduais e assimétricos não devem ser superiores a 10% da dimensão do piso anterior e a soma dos recuos deve ser inferior a 30% da dimensão da base da estrutura;

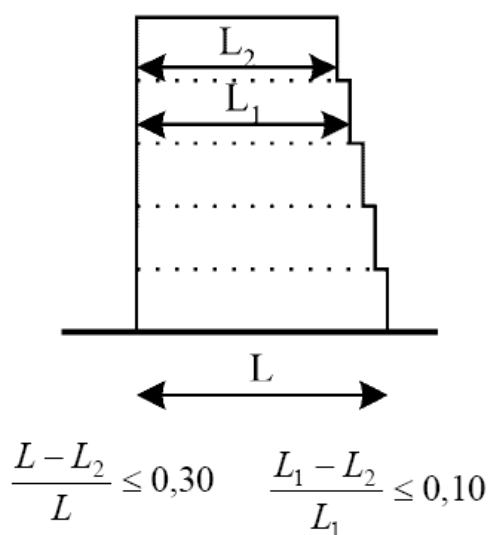


Figura 2.16 Dimensões máximas de recuos assimétricos

A estrutura em análise não cumpre os critérios de regularidade em alçado, como se poderá ver no capítulo 4 do presente trabalho

Quando uma a estrutura não é regular em planta e em alçado, segundo o subcapítulo 2.2.4.1 alínea 1 do EC8, deve-se realizar uma divisão das estruturas em unidades independentes através de juntas de dilatação.

Como a estrutura em estudo é irregular tanto em planta como em alçado, devia-se ter construído dois corpos independentes, com formas mais regulares principalmente em planta.

2.3. MEDIDAS DE CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Com a análise dos factores que influenciam o comportamento sísmico das estruturas, mencionam-se algumas medidas a ter em conta, na concepção de novas estruturas, de forma a torná-las pouco vulneráveis aos sismos.

- Construir edifícios com capacidade resistente aos sismos, de forma a tornarem-se pouco vulneráveis;
- Reforçar os edifícios existentes, de forma a melhorar o seu desempenho quando submetido à acção dos sismos;
- Evitar construir em locais irregulares e em pontos altos topograficamente;
- Evitar construir em locais propícios à ocorrência de deslizamentos de terras;
- Construir em locais em que o solo é consistente e em que o estrato é constituído pela mesma composição;
- Implantar a estrutura em terrenos de escavação (quando necessário), e evitar terrenos de aterros;
- Utilizar materiais de construção adequados bem como a sua correcta aplicação;
- Realizar um estudo geotécnico prévio ao projecto;
- Existência de uma boa ligação entre elementos;
- Possuir redundância, simetria e regularidade em planta e em altura;
- Evitar a interrupção de paredes ou pilares em altura;
- Evitar grandes aberturas nas paredes ou nas lajes;
- Garantir que a regulamentação sísmica actual é cumprida tanto no projecto como em construção;
- Projectar as estruturas tendo em conta a existência dos edifícios confinantes;

Das medidas de concepção estrutural referidas, existem algumas que não são cumpridas no edifício em estudo, tais como, fundação da estrutura em terrenos de aterro, falta de simetria, irregularidade em planta e em alçado e grandes aberturas na laje de cobertura.

2.4. REGULAMENTAÇÃO DE PROJECTO SÍSMICO

Em Portugal, os regulamentos de projecto que contabilizam a acção sísmica tiveram origem em 1958 com o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos, seguindo-se em 1961 o RSEP (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes) desenvolvido pelo LNEC e posteriormente em 1983 o RSA (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes).

A fim de normalizar o projecto estrutural das construções dos países europeus a Comissão Europeia produziu os Eurocódigos, embora actualmente ainda se encontrem em vigor os Regulamentos Nacionais. Depois da publicação dos Eurocódigos formalizada em cada país da União Europeia segue-se uma fase de transição em que esses coexistem com os Regulamentos Nacionais. Decorrida esta fase, os Regulamentos Nacionais serão retirados e permanecerão em vigor os Eurocódigos juntamente com os Anexos Nacionais.

Existem dez Eurocódigos que abordam principalmente, a definição das acções, o dimensionamento e pormenorização das estruturas. O Eurocódigo 8 [4] é o código que aborda a acção sísmica, sendo portanto o principal para este estudo. Nos Regulamentos Nacionais a acção sísmica é abordada em conjunto com as outras acções enquanto nos Eurocódigos é abordada em separado, em um único Eurocódigo. A aplicação do EC8 não é autónoma, sendo complementada pelos outros Eurocódigos. A acção sísmica é então definida na Parte 1 do Eurocódigo 8 e complementada, para o caso português pelo Documento Nacional de Aplicação (DNA) presente na Norma Portuguesa NP ENV 1998-1-1 de 2000. O Anexo Nacional contém informações deixadas em aberto pelos Eurocódigos, nomeadamente dados específicos do país.

Actualmente encontram-se em vigor ainda o RSA e o REBAP ao mesmo tempo que os Eurocódigos (2004).

2.4.1. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA SEGUNDO O RSA

Os efeitos da acção dos sismos sobre as estruturas variam consoante a sua duração e a frequência, e estes dependem da magnitude e da distância focal. O RSA [2] admite dois tipos de acção sísmica, a acção sísmica tipo 1 e a acção sísmica tipo 2 que diferem na sua distância focal e magnitude, sendo que a acção sísmica tipo 2 tem maior magnitude e maior distância focal. O período de retorno considerado no RSA é de 975 anos, ou seja, uma probabilidade anual de ser excedida de 0.10%.

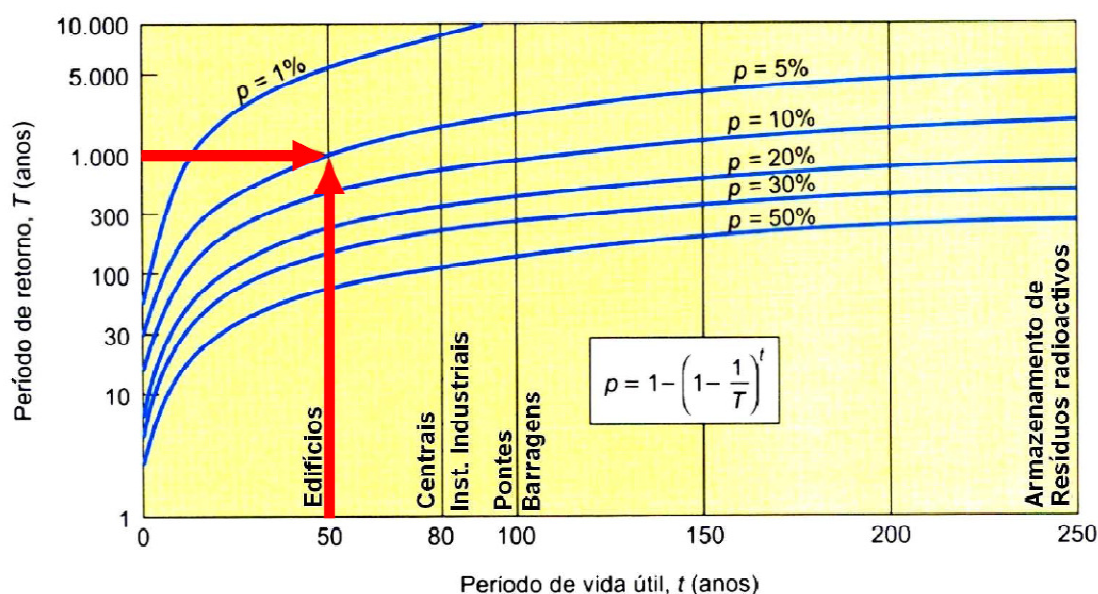


Figura 2.17 Relação do período de retorno com o período de vida útil dos edifícios [15]

O RSA publicado em 1983, quantifica a acção sísmica tendo em conta a distribuição da sismicidade do País. Considera o País dividido por quatro zonas A, B, C e D, como se pode ver na Figura 2.18. A zona de maior sismicidade é a zona A e a de menor sismicidade a zona D. Este zonamento foi estabelecido a partir de estudos de sismicidade no território continental.

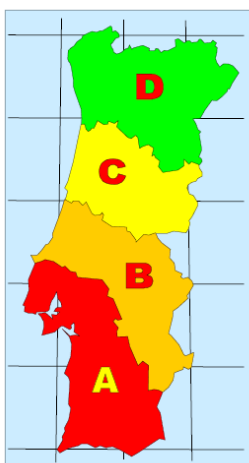


Figura 2.18 Zonamento do território [2]

O edifício em análise localiza-se no Monte da Caparica que se inclui na zona A, segundo a Figura 2.18.

O coeficiente de sismicidade traduz a ordem de sismicidade consoante o tipo de zona sísmica.

Zona sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

Tabela 2.1 Valores do coeficiente de sismicidade

A acção sísmica é definida por uma aceleração do solo que é transmitida à estrutura e é quantificada tendo em conta a localização e o tipo de terreno (Tabela 2.2) onde está inserida a estrutura.

Terreno Tipo	Natureza
I	Rochas e solos coerentes rijos;
II	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
III	Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos;

Tabela 2.2 Classificação dos tipos de terreno quanto à sua natureza, adaptado do RSA [2]

O terreno tipo na qual está assente o edifício em estudo é o terreno tipo II, como se mostrará no capítulo 4 da presente dissertação.

Para a combinação das acções, peso próprio, sobrecarga e acção sísmica, tem-se por base a combinação dos estados limites últimos.

$$S_d = \Sigma \gamma_i S_{Gik} + \gamma_q [S_{Qik} + \Sigma \psi_{0j} S_{Qjk}] \quad (2.2)$$

em que o S_{Gik} consiste no valor característico do esforço resultante de uma acção permanente, o S_{Qik} consiste no valor característico do esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação e o S_{Qjk} consiste no valor característico de uma acção variável distinta da acção base. O γ_g e o γ_q representam, o coeficiente de segurança relativo às acções permanentes e o coeficiente de segurança relativo às acções variáveis, têm o valor de 1,5 e 1,35, respectivamente.

Como a acção variável é a acção sísmica a combinação dos estados limites últimos toma a seguinte forma:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5 \cdot S_{Ek} + \psi_{2j} S_{Qjk} \quad (2.3)$$

Os coeficientes ψ_{2j} correspondem à acção variável de ordem j .

2.4.2. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA SEGUNDO O EC8

Na Parte 1 do EC8 estão estabelecidas as regras gerais, as acções sísmicas e as regras para edifícios, que visam assegurar, no caso da ocorrência de sismos, a limitação de danos estruturais e humanas.

Os capítulos do EC8 de interesse para este trabalho são os capítulos 2, 3 e 4, uma vez que o edifício em análise é de betão armado.

O Eurocódigo 8 define no ponto 2.1 alínea 1 as exigências de desempenho estrutural, nomeadamente:

- Exigência de não colapso das estruturas uma vez submetidas a um sismo raro, sendo a acção a considerar a acção sísmica de projecto. Esta exigência tem como objectivo proteger as vidas humanas em caso de colapso estrutural.
- Exigência de limitação de danos nas estruturas, quando o sismo actuante é frequente.

Para satisfazer as exigências de desempenho estrutural atrás descritas, tem de se verificar os estados limites últimos e os estados limites de serviço segundo o ponto 2.2.1 alínea 1 do EC8.

Os estados limites últimos estão relacionados com a limitação de falhas estruturais que possam pôr em risco a segurança das pessoas.

Quanto às condições de resistência, todos os elementos estruturais devem satisfazer a seguinte relação (4.4.2.2 alínea 1 do EC8):

$$E_d \leq R_d \quad (2.4)$$

em que,

E_d é o valor da combinação das acções em que a acção sísmica é a variável base neste caso (subcapítulo 5.3.3. do EC8);

R_d é o valor correspondente à resistência de dimensionamento dos elementos estruturais;

Os estados limites de serviço estabelecem limitações nas deformações laterais da estrutura, assegurando a resistência dos elementos estruturais na ocorrência de um sismo frequente. O limite máximo (4.4.3.2 alínea 1 do EC8) para as deformações laterais é:

- i. Para edifícios com elementos não estruturais frágeis ligados à estrutura;

$$d_r v \leq 0,005.h \quad (2.5)$$

- ii. Para edifícios com elementos não estruturais dúcteis;

$$d_r v \leq 0,0075.h \quad (2.6)$$

- iii. Para edifícios com elementos não estruturais que não interferem nas deformações da estrutura, ou sem elementos não estruturais;

$$d_r v \leq 0,010.h \quad (2.7)$$

em que:

d_r – deformação lateral entre pisos;

v – factor de redução da acção sísmica;

h – distância entre pisos;

Para a análise sísmica é importante saber se a estrutura é regular ou não, pois a regularidade estrutural em altura e em alçado da estrutura influenciam o modelo, os métodos de análise e o valor do coeficiente de comportamento a adoptar, como se pode ver na Tabela 2.3.

Regularidade		Simplificação permitida		Coeficiente de comportamento
Planta	Alçado	Modelo	Análise	
Sim	Sim	Plano	Força Lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido em 20%
Não	Sim	Espacial	Força Lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido em 20%

Tabela 2.3 Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica, adaptado da Tabela 2.3 do EC8 [4]

O zonamento sísmico de cada país é definido no Anexo Nacional. O EC8 estabelece um zonamento do território diferente para cada uma das duas acções sísmicas e para um período de retorno de 475 anos, que equivale a uma probabilidade anual de ser excedida igual a 2%.

As duas acções sísmicas são definidas como:

- Acção sísmica do Tipo 1 – sismo de magnitude moderada e menor distância focal (cenário de geração intraplacas)
- Acção sísmica do Tipo 2 – sismo de maior magnitude a maior distância focal (cenário de geração interplacas)

Para ambas as acções sísmicas o Anexo Nacional define cinco zonas diferentes, para a acção sísmica do tipo 1 e para a acção do tipo 2 como se pode ver na Figura 2.19, embora no território continental esteja definido em 3 zonas para a acção sísmica do tipo 2, devido à existência de zonas com valores de acelerações muito próximas, englobando assim

várias zonas numa só. A probabilidade de ocorrência sísmica dentro de cada zona sísmica é classificada como sendo igual segundo o ponto 3.2.1 alínea 1 do EC8.

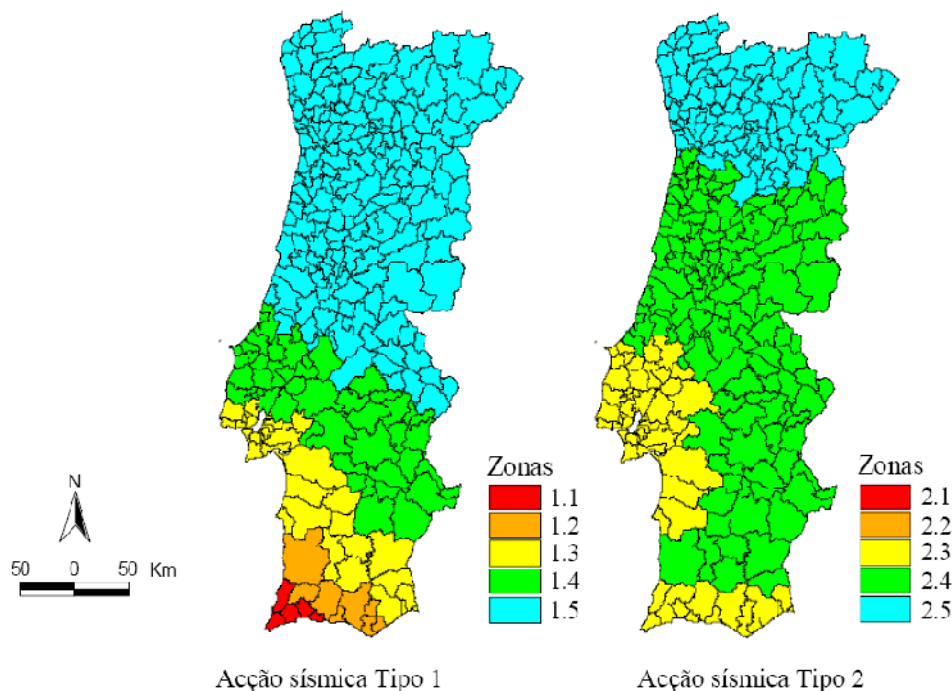


Figura 2.19 Zonamento do território de Portugal Continental segundo o Anexo Nacional do EC8

O edifício em estudo está localizado na Zona 1.3 e na Zona 2.3 respectivamente para a acção sísmica Tipo 1 e para a acção sísmica Tipo 2

No método para determinar os efeitos sísmicos usam-se os espectros de resposta de projecto segundo o ponto 4.3.3.1 alínea 2 do EC8.

O espectro de resposta de projecto é definido, segundo o ponto 3.2.2.5 alínea 4 do EC8, pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.11)$$

em que:

$S_d(T)$ – espectro de resposta de projecto

a_g – valor da aceleração no terreno do tipo A

T – período de vibração

T_B – limite inferior do troço de aceleração constante

T_C – limite superior do troço de aceleração constante

T_D – valor que define o troço de deslocamento constante

S – factor do tipo de terreno de fundação

q – coeficiente de comportamento

β – limite inferior do espectro, que toma o valor de 0,2

Os valores dos parâmetros S , T_B , T_C e T_D estão estabelecidos no Anexo Nacional e dependem do tipo de terreno e da zona sísmica, como se pode ver nas Tabelas 2.4 e 2.5.

Terreno Tipo	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,60	2,00
B	1,20	0,10	0,60	2,00
C	1,50	0,10	0,60	2,00
D	1,80	0,10	0,80	2,00
E	1,70	0,10	0,60	2,00

Tabela 2.4 Parâmetros que definem o espectro de resposta para a acção sísmica Tipo 1 de acordo com o NP EN 1998-1

Terreno Tipo	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,50	0,10	0,25	2,00
D	1,80	0,10	0,30	2,00
E	1,60	0,10	0,25	2,00

Tabela 2.5 Parâmetros que definem o espectro de resposta para a acção sísmica Tipo 2 de acordo com o NP EN 1998-1

O terreno tipo característico da estrutura em estudo é do tipo C.

O valor da aceleração do terreno é definido tendo em conta o coeficiente de importância e o valor de aceleração máxima de referência, como se pode ver pela seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_I a_{gr} \quad (2.12)$$

O valor do coeficiente de importância, γ_I , depende da classe de importância do edifício e das zonas sísmicas. Os edifícios são classificados em quatro classes de importância (Tabela 2.6), em função das consequências para a vida humana, da sua importância para a segurança pública e da protecção civil após a ocorrência de um sismo e sobre as consequências sociais e económicas (4.2.5 do EC8). As classes de importância são classificadas por diferentes coeficientes de importância γ_I , como se pode ver pela Tabela 2.7.

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de pouca importância pública
II	Edifícios correntes não enquadrados nas restantes categorias
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante sob o ponto vista das consequências associadas ao colapso (escolas, instituições culturais, etc.)
IV	Edifícios cuja integridade é fundamental durante a ocorrência de um sismo para a protecção civil (hospitais, quartéis de bombeiros, etc.)

Tabela 2.6 Classificação das classes de importância dos edifícios, adaptado da Tabela 4.3 do EC8

O edifício em análise trata-se de um edifício escolar, correspondendo a uma classe de importância III, segundo a Tabela 2.6.

Classe de Importância	Acção Sísmica Tipo1	Acção Sísmica Tipo2
I	0,6	0,8
II	1,0	1,0
III	1,6	1,3
IV	2,1	1,6

Tabela 2.7 Valores dos coeficientes de importância correspondentes a cada classe de importância dos edifícios, segundo o Anexo Nacional alínea h) do EC8

O valor maior de coeficiente de importância corresponde a edifícios para socorro em caso de ocorrência de um sismo, como por exemplo um hospital, e o menor valor corresponde a edifício de menor importância, como por exemplo edifícios agrícolas, por serem edifícios que originam menores perdas humanas e económicas.

O valor de aceleração máxima de referência (a_{gr}) varia consoante o tipo de acção sísmica e a zona sísmica (Tabela 2.8). A aceleração máxima de referência tem valores diferentes consoante as zonas sísmicas, adquirindo valores mais elevados no sul do país. Os valores de aceleração máxima de referência relativos ao edifício em análise são os valores correspondentes às zonas sísmicas 1.3 e 2.3.

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,5	2.5	0,8

Tabela 2.8 Valores de a_{gR} (cm/s²) de acordo com o NP EN 1998-1

Para a quantificação da acção dos sismos é necessário conhecer a natureza dos solos da região em estudo. No EC8 em 3.1.2. as condições do terreno são definidas por cinco tipos A, B, C, D, E, S1 e S2 consoante a rigidez e resistência do solo (Anexo 1).

Para a combinação das acções, peso próprio, sobrecarga e acção sísmica, teve-se por base a combinação dos estados limites últimos.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.13)$$

em que o $G_{k,j}$ consiste no valor característico do esforço resultante de uma acção permanente, o $Q_{k,i}$ é o valor característico do esforço resultante da acção variável i , o A_{Ed} consiste no valor de cálculo da acção sísmica. O valor de P corresponde ao pré-esforço, parcela que neste caso não existe. Os coeficientes $\psi_{2,i}$ correspondem à acção variável de ordem i , os seus valores estão definidos no EC0 [5]. O Eurocódigo 0 define os coeficientes (ψ) segundo a categoria da estrutura, tal como se pode ver no Anexo 2.

2.4.3. COMPARAÇÃO ENTRE O RSA/REBAP E EC8

Existem inúmeras diferenças entre os dois regulamentos utilizados neste trabalho, sendo que neste subcapítulo será sintetizado as principais diferenças.

Quanto à quantificação da acção sísmica verifica-se algumas diferenças. O RSA considera a acção sísmica como uma acção variável com um período de retorno de 975 anos e majora a acção através de coeficiente de segurança, de valor 1,5. Em contrapartida o EC8 não considera a majoração da acção sísmica e tem um período de retorno de 475 anos.

O EC8 adopta dois espectros de resposta de forma idêntica ao RSA, que se aplicam apenas a Portugal Continental. O espectro de resposta referente a um cenário de sismo afastado corresponde à acção sísmica tipo 2 do RSA, enquanto no EC8 corresponde à acção sísmica do tipo 1, para um cenário de sismo próximo corresponde a uma acção sísmica do tipo 1 do RSA enquanto no EC8 corresponde à acção sísmica do tipo 2 [15]. A acção sísmica afastada tem uma magnitude na escala de *Richter* superior a 5,5 e a acção sísmica próxima uma magnitude na escala de *Richter* inferior a 5,5.

Nas Figuras 2.20 e 2.21 encontram-se os espectros de resposta utilizados no presente trabalho, respectivamente, devido ao cenário próximo e devido ao cenário afastado, segundo o RSA e o EC8.

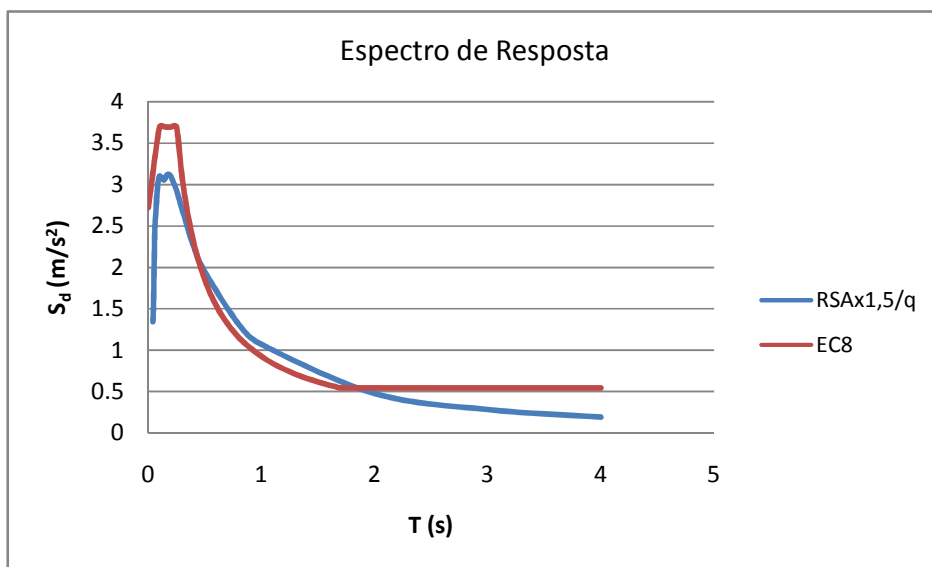


Figura 2.20 Espectro de Resposta para um cenário próximo, segundo o EC8 e o RSA

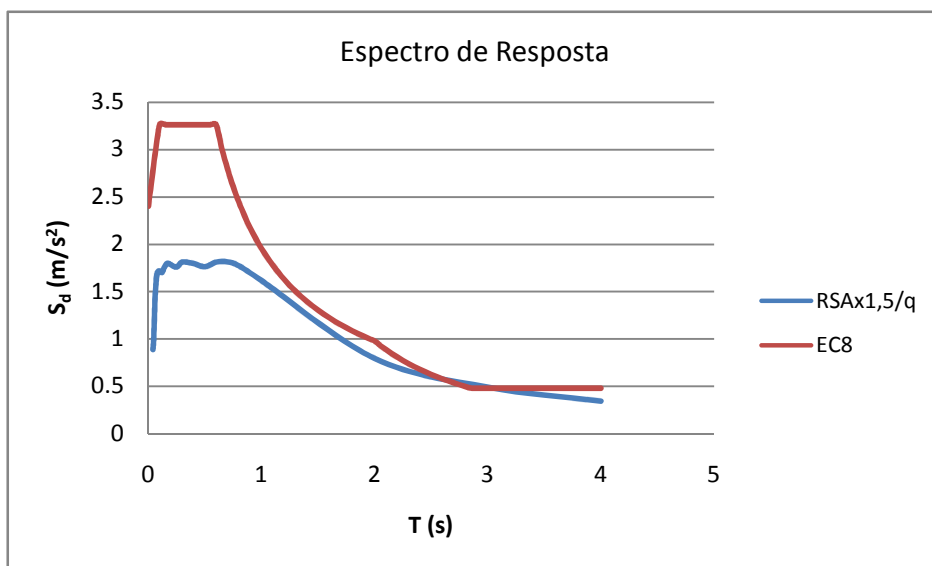


Figura 2.21 Espectro de Resposta para um cenário afastado, segundo o EC8 e o RSA

Quanto ao zonamento sísmico estes dois regulamentos também possuem diferenças, o RSA define o mesmo zonamento para as duas acções sísmicas enquanto o EC8 define um zonamento diferente consoante a acção sísmica seja próxima ou afastada. Para uma acção sísmica próxima define o zonamento em três zonas (em Portugal Continental) enquanto para uma acção sísmica afastada define cinco zonas, como se pôde verificar nos subcapítulos anteriores.

Para uma acção sísmica próxima a aceleração de pico na rocha é de $1,7 \text{ cm/s}^2$ e de $2,65 \text{ cm/s}^2$, valores respectivamente de acordo com o EC8 e o RSA, embora o valor da aceleração do RSA seja majorada por 1,5. Para uma acção sísmica afastada a aceleração de pico na rocha é de $1,5 \text{ cm/s}^2$ e de $2,77 \text{ cm/s}^2$, valores respectivamente de acordo com o EC8 e o RSA, e com o valor da aceleração do RSA majorada por 1,5. Esta diferença de valores deve-se ao facto de o período de retorno considerado pelo EC8 ser menor.

Para cada tipo de sismo o RSA define três tipos de terreno diferentes, enquanto o EC8 qualifica o solo em sete tipos de terreno. Quanto à classificação dos solos o EC8 faz uma descrição mais detalhada e rigorosa, baseando-se principalmente na velocidade de propagação das ondas transversais. Na Figura 2.22 encontra-se estabelecida a correspondência entre os tipos de terreno definidos pelo RSA e pelo EC8.

$$\begin{aligned}
 \text{Solo Tipo I (RSA)} &\rightarrow \begin{cases} \text{Solo Tipo A} \\ \text{Solo Tipo B} \end{cases} \text{ (EC8)} \\
 \text{Solo Tipo II (RSA)} &\rightarrow \{\text{Solo Tipo C} \text{ (EC8)} \\
 \text{Solo Tipo III (RSA)} &\rightarrow \text{Solo Tipo D (EC8)} \\
 \text{sem correspondência} &\rightarrow \text{Solo Tipo E, S}_1 \text{ e S}_2 \text{ (EC8)}
 \end{aligned}$$

Figura 2.22 Correspondência entre os tipos de terreno definidos no RSA e no EC8

O REBAP considera dois tipos de classes de ductilidade dos materiais, que são a Classe de Ductilidade Normal e a Classe de Ductilidade Melhorada. O EC8 define três classes de ductilidade, a Classe de Ductilidade Fraca, a Classe de Ductilidade Média e a Classe de Ductilidade Alta. Existe uma correspondência entre as classes definidas pelo REBAP e as definidas no EC8, sendo que a Classe de Ductilidade Normal assemelha-se mais à Classe de Ductilidade Fraca do EC8 e a Classe de Ductilidade Melhorada aproxima-se mais da Classe de Ductilidade Média do EC8 [33].

O EC8 apresenta uma abordagem mais completa neste contexto e fornece também valores para outros tipos de materiais.

Os regulamentos nacionais RSA e REBAP já foram elaborados há mais de vinte anos, estando actualmente desactualizados e com algumas omissões que no EC8 já estão definidas.

Quanto às exigências de desempenho das estruturas, o RSA apenas faz referência à exigência de não colapso, enquanto o EC8 faz referência além da exigência de não colapso, à exigência de limitação de danos.

O EC8 relativamente ao RSA tem a vantagem de possuir uma parte referente à avaliação e reforço sísmico de edifícios.

CAPÍTULO 3

RISCO SÍSMICO

O risco sísmico define-se como uma medida probabilística que quantifica as consequências humanas e económicas, que resultam da ocorrência de sismos, dependendo por isso da densidade populacional. O risco pode exprimir-se em termos de custos, de perdas humanas ou de danos no edificado [29]. A avaliação do risco sísmico exige que se conheça o parque edificado e a sua vulnerabilidade.

O risco sísmico depende da perigosidade sísmica da região e da vulnerabilidade das construções existentes, conceitos esclarecidos a seguir.

A perigosidade sísmica descreve a exposição de determinado local a fenómenos sísmicos, sendo que para avaliar a perigosidade sísmica é importante conhecer as zonas sismogénicas, a intensidade e caracterizar a sua distribuição no tempo [29].

Se uma região possuir elevada perigosidade sísmica não quer dizer obrigatoriamente que tem um elevado risco sísmico, pois a vulnerabilidade também é determinante, se a região for pouco habitada resulta num risco sísmico reduzido.

A vulnerabilidade sísmica consiste no perigo de estar susceptível a danos durante uma ocorrência sísmica. A vulnerabilidade pode ser medida por danos materiais e humanos que podem ser causados por um sismo, sendo traduzida por uma variável contínua com valores compreendidos entre 0, para danos nulos, e 1, para colapso [1].

A análise das zonas sismogénicas em diferentes períodos de tempo, assenta na análise da distribuição dos sismos históricos.

A sismicidade no território Nacional é proveniente de fenómenos interplacas e de fenómenos de sismicidade de intraplacas (no interior da placa). Os fenómenos de interplacas originam sismos de magnitude elevada e a grande profundidade, enquanto a sismicidade de intraplacas origina sismos de baixa magnitude sendo por um lado mais difusa.

Portugal situa-se a norte da fronteira entre as duas placas tectónicas Euroasiática e Africana, como se pode ver na Figura 3.1. A maior parte dos sismos registados apresentam no máximo uma magnitude de 4.0, sendo que a sismicidade aumenta com a aproximação da fronteira entre as duas placas tectónicas.



Figura 3.1 Placas Tectónicas [35]

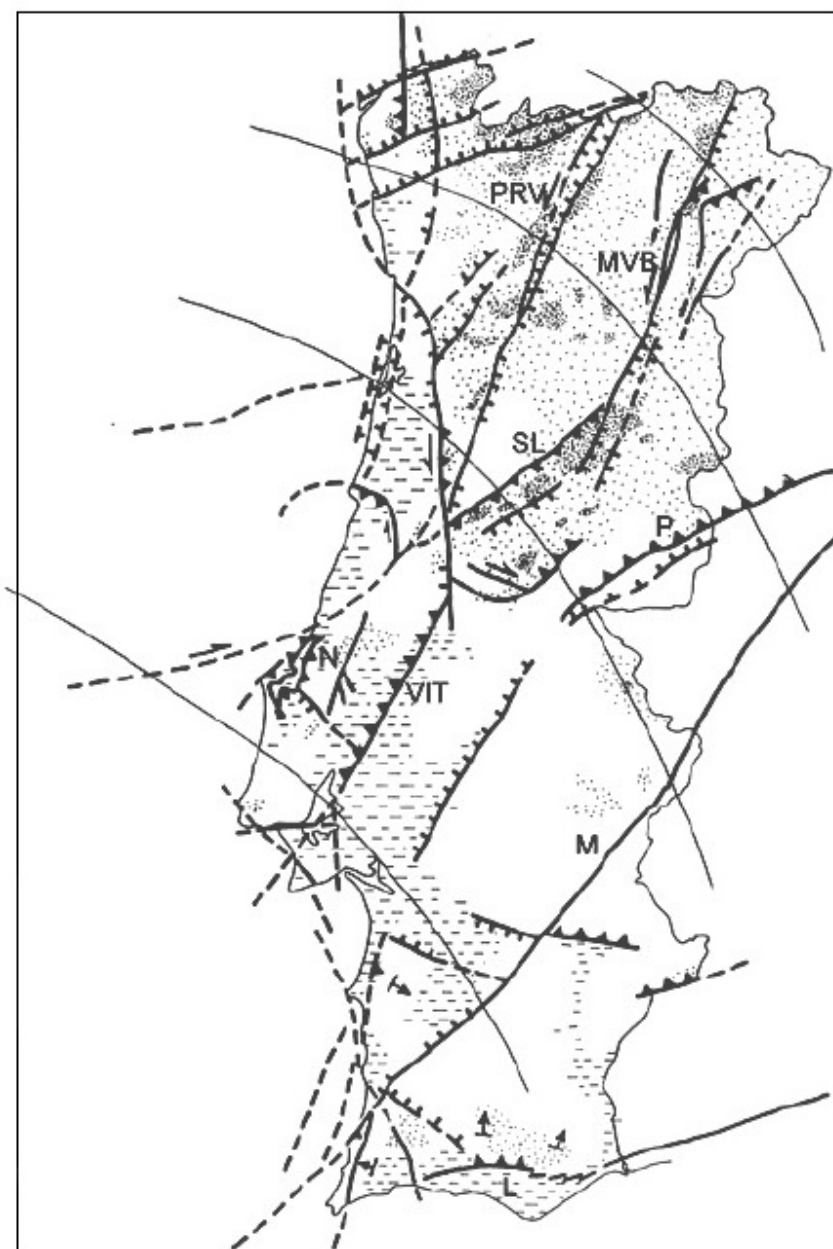


Figura 3.2 Carta Neotectónica de Portugal Continental [37]

3.1.BREVE CONTEXTO HISTÓRICO DA SISMICIDADE EM PORTUGAL

Portugal situa-se numa região sísmica com ocorrências de grande impacto de frequência reduzida, tendo ao longo da sua história, sido alvo de sismos de grande impacto económico e social, ou mesmo de catástrofe.

As zonas em Portugal Continental com actividade sísmica relevante, tal como se pode ver pela Figura 3.2, são a falha de Nazaré (N), a falha do Vale Inferior do Tejo (VIT), Setúbal, a falha de Portimão, Loulé (L), Cabo de São Vicente, a falha de Vilariça (MVB), a falha de Penacova–Régua–Verin (PRV), Seia (SL), Ponsul (P) e Messejana (M). Em todas estas zonas foram localizados epicentros de sismos intraplaca de grande magnitude.

As recentes estruturas em betão armado foram pouco confrontadas com este fenómeno natural, pois nas últimas décadas foram registados apenas cenários sísmicos de fraca intensidade. O registo mais recente em Portugal foi nos Açores em 1998, sendo que as construções que sentiram maior dano foram as construções em alvenaria.

A intensidade sísmica é uma classificação qualitativa de um sismo com base nos danos observados em pessoas, objectos, estruturas e na natureza. Para classificar a intensidade sísmica são conhecidas a Escala de Mercalli Modificada e a Escala Macrossísmica Europeia (EMS-98), estas escalas dividem qualitativamente os efeitos dos sismos em graus de acordo com critérios pré-estabelecidos de natureza um pouco subjectiva. A escala EMS-98 ao contrário da Escala de Mercalli Modificada é acompanhada por ilustrações e classificações das estruturas consoante o tipo de materiais e métodos construtivos. Esta escala torna-se pouco adequada na classificação de sismos históricos dado o seu detalhe de caracterização.

As cartas de isossistas consistem na representação gráfica de linhas curvas que unem os pontos de igual intensidade sísmica, em torno do epicentro, são importantes na análise sísmica de uma região, porque permitem estimar a localização do epicentro, avaliar a distribuição espacial de danos e detectar as principais zonas de geração de sismos [12].

Os locais que já tenham sido atingidos no passado, futuramente têm forte possibilidade de serem afectados novamente. É importante conhecer os relatos históricos mais marcantes da actividade sísmica em Portugal, para tomar consciência do que futuramente poderá vir a acontecer.

As datas dos últimos acontecimentos que marcaram a história da sismologia em Portugal e a nível mundial foram as seguintes:

- 26 de Janeiro de 1531 – O primeiro dos sismos em Portugal que vem documentado com algum pormenor. Teve origem nas proximidades da falha do Vale Interior do Tejo e causou danos em Santarém e particularmente na região de Lisboa.



Figura 3.3 Isossistas do sismo de 1531

- 1 de Novembro de 1755 – Causou a destruição quase completa na zona de Lisboa e Algarve, tendo sido sentido por quase toda a Europa. Foi resultado de um movimento interplacas. (Figura 3.4). Contribuiu em grande parte para a evolução da construção da época.

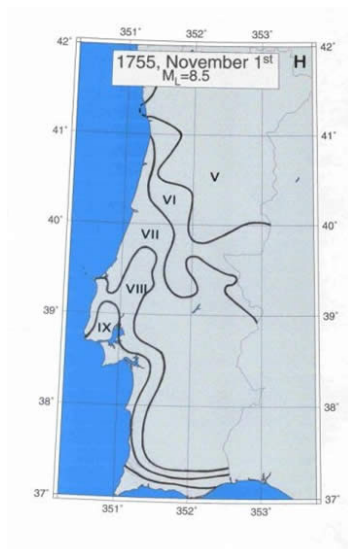


Figura 3.4 Isossistas do terramoto de 1755

- 11 de Novembro de 1858 – Sismo de grande magnitude, atingiu uma intensidade de X na Escala de Mercalli Modificada no Algarve e em Setúbal, tendo origem em movimentos tectónicos. Causou grande destruição em Setúbal.

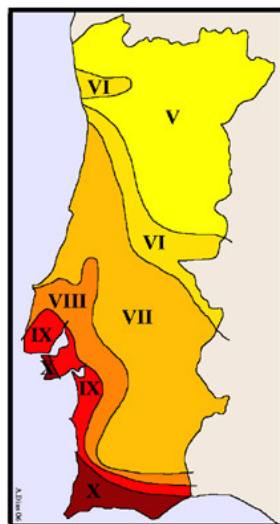


Figura 3.5 Isossistas do terramoto de 1858 [36]

- 23 de Abril de 1909 – Sismo de magnitude 6,7 aproximadamente, gerado nas falhas do Vale de Tejo (fenómeno de intraplacas), devastando a zona de Benavente onde se situou o epicentro.

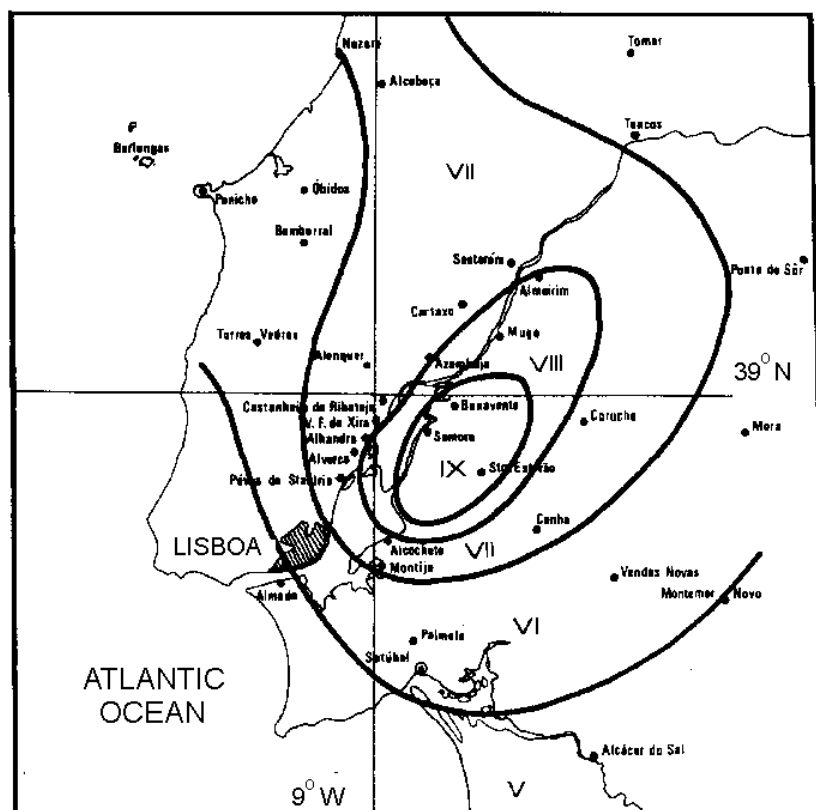


Figura 3.6 Isossistas do sismo de 1909 [38]

- 1 de Janeiro de 1980 – Sismo de magnitude 6.8, causou grandes estragos na zona dos Arquipélagos dos Açores, sobretudo em estruturas em alvenaria de pedra.

Existem vários registos sísmicos que, na História, marcaram a evolução das técnicas construtivas e processos de dimensionamento sísmico, entre eles destacam-se os seguintes registos:

- 1 de Setembro de 1923 – Teve epicentro no Japão e foi sentido com grande intensidade nas cidades de Yokohama e Tóquio. Foi o sismo com consequências mais catastróficas deste século. Este sismo foi muito importante para o conhecimento dos graus de destruição das construções existentes na época, bem como para o desenvolvimento do dimensionamento dos edifícios, considerando a acção dos sismos como forças estáticas equivalentes.
- 29 de Fevereiro de 1960 – Sismo com epicentro próximo da cidade de Agadir em Marrocos, de pequena magnitude, mas que destruiu várias habitações e provocou muitos mortos. As construções em betão armado também foram afectadas, sendo que despertou a partir desse momento a necessidade da existência de um regulamento adequado para o dimensionamento das estruturas.
- 28 de Março de 1964 – Foi um dos maiores sismos que afectou Anchorage no Alasca, tendo provocado a liquefacção nos solos e o deslizamento de taludes.
- 16 de Junho de 1964 – Sismo com epicentro no mar a norte de Niigata no Japão, que provocou a liquefacção de grandes zonas, causando o afundamento parcial de edifícios no solo.



Figura 3.7 Fenómeno de Liquefacção, sismo de 1964, Japão

Com estes dois cenários o conhecimento sobre o fenómeno de liquefacção tornou-se mais importante.

- 12 de Setembro de 1985 – Sismo com epicentro localizado a 400Km da cidade do México, que causou grandes estragos em edifícios de betão armado com mais de 6 pisos. Com este evento sísmico demonstrou-se a importância dos efeitos locais no comportamento dos edifícios.

3.2. METODOLOGIAS PARA A AVALIAÇÃO DO RISCO SÍSMICO

O levantamento da tipologia do edifício em estudo é o primeiro passo que se deve realizar, para se detectar eventuais irregularidades na estrutura bem como conhecer a sua constituição.

Ferreira [6] elaborou uma ficha de avaliação para edifícios escolares com base nos projectos de arquitectura, para relacionar a tipologia adoptada à época de construção de um edifício. Essa ficha é composta por duas partes, uma descreve o estabelecimento de ensino, o espaço que engloba o conjunto de edifícios e as condições de evacuação dos edifícios. A

segunda parte da ficha caracteriza o edifício em si no que respeita à época da sua construção, o material estrutural predominante, o número de pisos, a tipologia de projecto de arquitectura, entre outras informações. A elaboração de uma ficha de avaliação e caracterização do edifício é importante pois permite sintetizar e detalhar as características do edifício em estudo, para uma boa apreciação da sua tipologia.

A vulnerabilidade sísmica, mede os danos materiais e humanos que podem ser causados por um sismo, podendo ser traduzida por uma variável contínua com valores compreendidos entre 0, para danos nulos, e 1, para colapso [1]

Com a identificação da tipologia do edifício atribuem-se classes de vulnerabilidade. Para atribuir classes de vulnerabilidade aos estabelecimentos de ensino, pode-se usar a Escala Macrossísmica Europeia-98 (EMS-98) (Figura 3.8) [6].

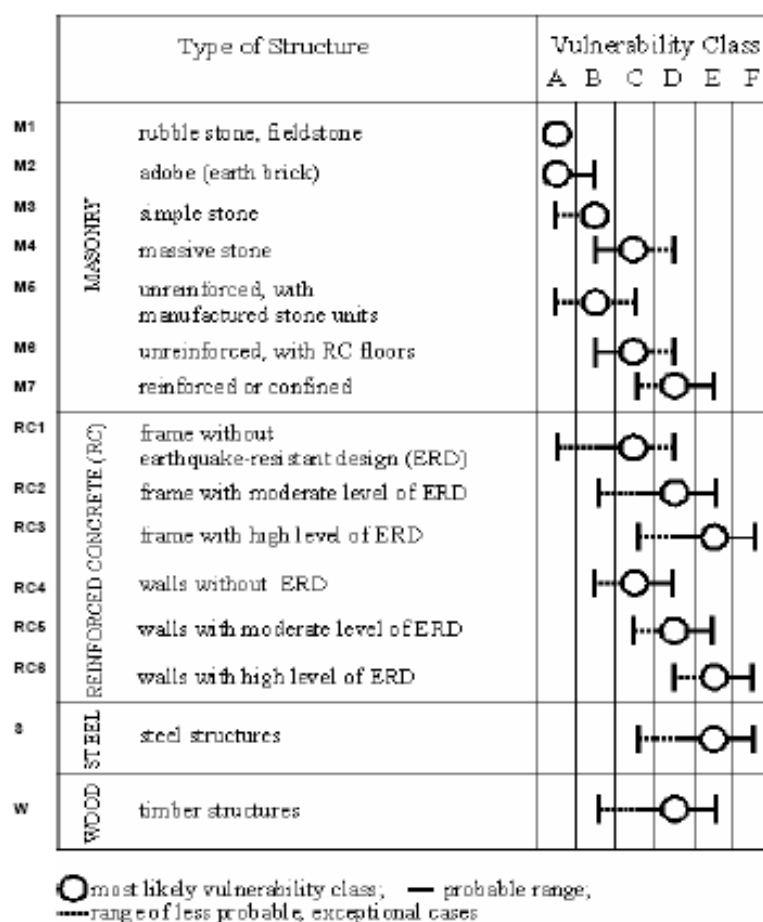


Figura 3.8 Classes de vulnerabilidade segundo a EMS-98 [6]
Classe A - maior vulnerabilidade; Classe F - menor vulnerabilidade.

A Escala Macrossísmica Europeia foi publicada na versão final em 1998, daí a sua designação EMS-98. Esta escala difere das outras escalas de intensidade, uma vez que define e classifica os graus de danos, as quantidades de edifícios nos vários graus de danos e os tipos de estruturas de edifícios e suas classes de vulnerabilidade.

A vulnerabilidade de um edifício é classificada tendo em conta a tipologia da estrutura, estando definida na escala *EMS-98* em 6 classes decrescentes de *A* a *F*. Nesta escala não existe uma relação uniforme entre o tipo de estrutura e as classes de vulnerabilidade para a classificação de vulnerabilidade, porque a qualidade de construção, conservação e nível de dimensionamento sísmico dos edifícios são alguns dos factores que também têm de se ter em conta.

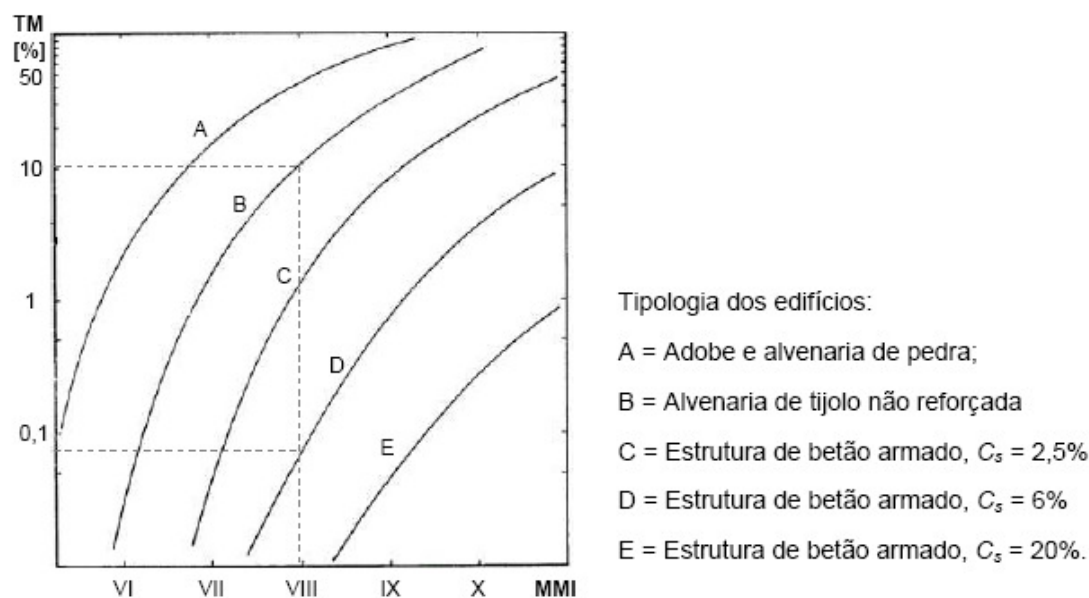
Como a intensidade do sismo e a vulnerabilidade do edifício são as variáveis mais condicionantes para avaliação das perdas humanas, as curvas de vulnerabilidade correlacionam as perdas humanas (taxa de mortos) com as duas variáveis mencionadas.

Para cada classe de vulnerabilidade elaboram-se curvas de fragilidade a partir da descrição dos danos em estruturas após um sismo. As curvas de fragilidade sísmica definem-se pelos valores de danos em função do deslocamento relativo entre pisos, no ponto de resposta máxima do edifício.

Os factores que condicionam a vulnerabilidade sísmica dos edifícios são:

- Os elementos resistentes;
- A configuração estrutural;
- Dimensionamento;
- Qualidade dos materiais e época de construção;
- Técnicas e tecnologias construtivas;
- Local de implementação;

Existem vários modelos de danos sendo o modelo de Tiedemann [1] um dos mais simples. Tiedemann analisou as consequências e as perdas humanas originadas por diversos sismos ocorridos no mundo, para quantificar os factores que influenciam as consequências de um sismo: a sua intensidade, a vulnerabilidade do edifício, o instante em que o sismo ocorre, a estação do ano, os hábitos da população afectada e a eficiência de resposta à emergência. Visto isto, Tiedemann traçou curvas de vulnerabilidade que correlacionam a taxa de mortos com a intensidade sísmica (Escala de Mercalli Modificada) para diferentes tipologias de edifícios [1].



em que: TM- taxa de mortalidade; C_s - coeficiente sísmico;

Figura 3.9 Curvas de vulnerabilidade que correlacionam a taxa de mortos com a intensidade sísmica segundo a escala de Mercalli Modificada segundo diferentes tipologias de edifícios [1]

Estes dados baseiam-se em dados estatísticos mundiais, mas é notório que os edifícios em betão armado são os menos vulneráveis, principalmente os com maior coeficiente sísmico. O coeficiente sísmico corresponde ao valor estimado para a resistência de cálculo a forças horizontais, normalizada pelo peso total dos edifícios de dada tipologia. [1]

A acção sísmica é caracterizada identificando as potenciais áreas sismogénicas e analisando a perigosidade sísmica da região para identificar possíveis cenários sísmicos.

Para a avaliação do comportamento estrutural de um edifício recorre-se a modelos numéricos para simular o seu comportamento ao sismo.

Existem vários métodos de análise:

- Análise estática linear, que se baseia na consideração das forças estáticas para simular o sismo;
- Análise dinâmica linear, tendo por base a introdução de um espectro de resposta;
- Análise estática não-linear (*Pushover*);
- Análise dinâmica não-linear;

Os métodos de análise não-linear são mais complexos no que se refere à definição da acção sísmica, ao modelo estrutural adoptado e posteriormente à interpretação dos resultados [8].

3.3. CARACTERIZAÇÃO DO RISCO SÍSMICO NA ÁREA DO CAMPUS DA FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIAS DO MONTE DA CAPARICA

O edifício estudado neste presente trabalho situa-se no Monte da Caparica, freguesia da Caparica, concelho de Almada, distrito de Setúbal.

O concelho de Almada é afectado pela falha do Vale Inferior do Tejo, tal como se pôde verificar pelos relatos históricos, em que esta zona foi bastante atingida pelos sismos intraplaca de 26 de Janeiro de 1531 e 23 de Abril de 1909. O sismo de 1858 teve grande impacto também no distrito de Setúbal. Pela análise da Figura 3.10 é visível a concentração de eventos sísmicos na zona do Vale Interior do Tejo, tendo uma grande importância como fonte sísmica.

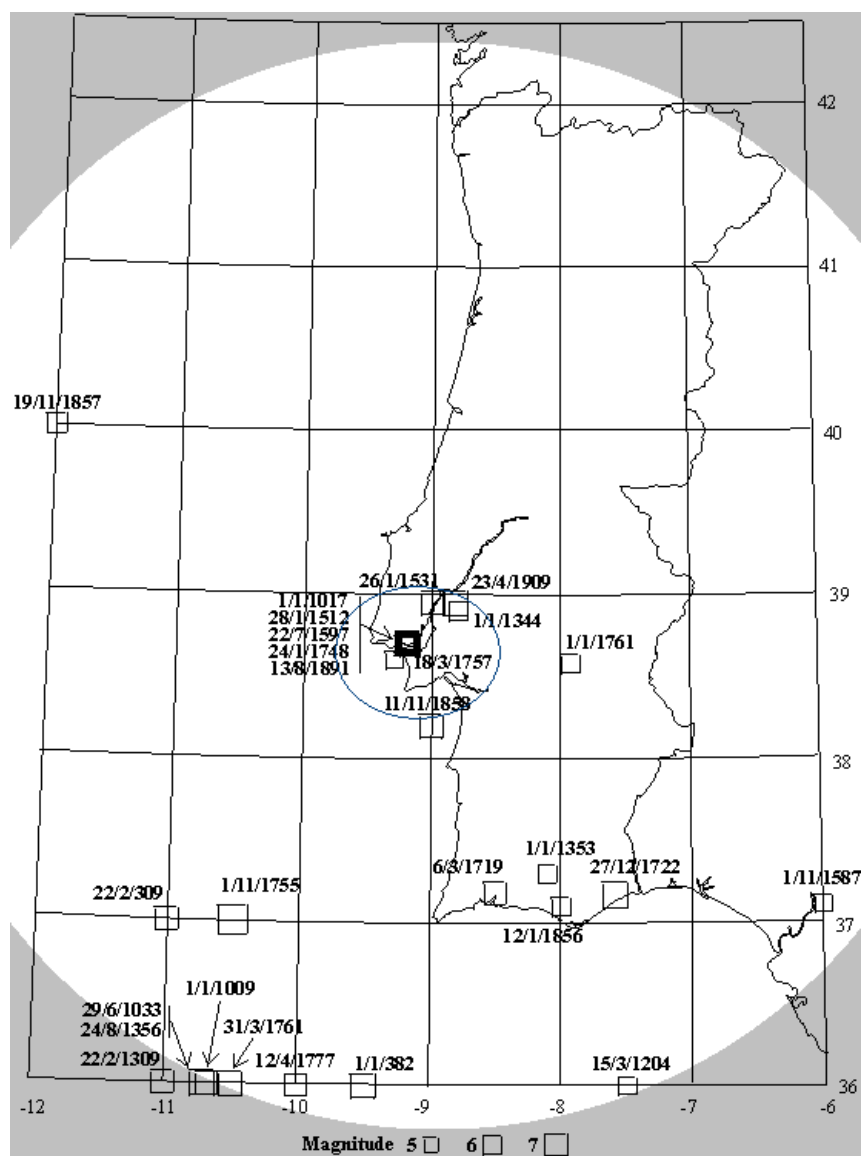


Figura 3.10 Distribuição dos sismos históricos em Portugal Continental [38]

Para avaliar o risco sísmico de uma região, não chega apenas conhecer o comportamento dos solos durante a actuação de um sismo, mas também estimar os danos que eventualmente possam resultar na região em estudo, em termos humanos e materiais.

O risco sísmico é tanto maior quanto maiores forem os níveis de perigosidade e vulnerabilidade sísmica. O concelho de Lisboa é o que apresenta maiores valores de risco sísmico no território nacional, pois possui elevada vulnerabilidade sísmica, porque é a

cidade do País que tem mais edifícios. É também na área de Lisboa que se verificariam maiores perdas económicas e humanas [1].

No local em estudo, no *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia, a vulnerabilidade é elevada, uma vez que se trata de um edifício escolar, sendo por isso utilizado por um grande número de pessoas.

A resistência da estrutura também influencia o nível de vulnerabilidade sísmica. O edifício em estudo tem uma estrutura do tipo RC6, porque possui na sua estrutura paredes resistentes e foi projectada posteriormente a 1985, logo segundo a escala EMS-98, encontra-se provavelmente na classe de vulnerabilidade E, tal como se pode verificar pela Figura 3.8. A estrutura em estudo faz parte de um edifício em betão armado, projectado em 1996, e espera-se que tenha uma elevada resistência e ductilidade, pois no ano em que foi projectado já existiam regulamentos sísmicos para dimensionar as estruturas, para estas serem menos vulneráveis à acção sísmica. Como se pode ver pela Tabela 3.1, com o avançar dos anos as estruturas em betão armado vão sendo cada vez mais resistentes e menos vulneráveis aos sismos.

Data	Descrição	Nível de dimensionamento sísmico	
Até 1991	Estruturas de alvenaria com confinamento em B.A.	Baixo	Resistência baixa a média; maior sobre-resistência após cedência; ductilidade baixa
Até 1960	Estrutura em pórtico de B.A.	Baixo	Resistência baixa a média; sobre-resistência; ductilidade baixa
1960-85	Estrutura em pórtico de B.A.	Médio	Resistência e ductilidade média
1986-91	Estrutura em pórtico de B.A.	Médio	Resistência e ductilidade médias mas superiores à classe anterior

Tabela 3.1 Caracterização das estruturas em betão armado consoante o nível de dimensionamento sísmico [17]

Os equipamentos de ensino devem apresentar um elevado nível de segurança estrutural a fim de prevenir o colapso ou a interrupção do programa lectivo.

Avaliar a resistência do edificado é importante para conhecer a vulnerabilidade sísmica e consequentemente o risco sísmico. No capítulo seguinte, avaliou-se a resistência de um edifício do campus da Faculdade de Ciências e Tecnologias.

3.4. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA NÃO ESTRUTURAL

Para avaliar a vulnerabilidade sísmica dos elementos não estruturais de um edifício, subdividem-se estes elementos nos seguintes grupos:

- Instalações básicas, tais como a rede eléctrica, a rede de água e as redes de comunicações;
- Equipamentos, tais como os equipamentos escolares nomeadamente mesas, cadeiras e estantes e também as máquinas de café e de *snacks*;
- Elementos arquitectónicos, tais como grandes envidraçados que interrompem as paredes exteriores;

A ocorrência de danos não estruturais pode provocar a evacuação e a interdição dos edifícios. Logo, deve-se garantir o normal funcionamento do edifício, preservando a saúde e o bem-estar dos seus ocupantes, a conservação da estrutura e dos elementos não estruturais (equipamentos e mobiliário), fundamentais para o bom funcionamento do edifício.

Em lugares públicos, como instalações escolares, é conveniente realizar simulações para praticar as acções a levar a cabo em caso de sismo.

Os sismos ao causarem a vibração dos edifícios, podem provocar danos e até mesmo a queda de elementos não estruturais. Os elementos pesados merecem maior preocupação, para que não sejam derrubados.

A projecção de elementos não estruturais põe em risco os ocupantes do edifício, aumentando com isto a vulnerabilidade sísmica e posteriormente o risco sísmico do edifício em análise.



Figura 3.11 Danos não estruturais, sismo de S. Fernando em 1971 [34]

Medidas para prevenir danos não estruturais e para minimizar o risco:

- Fixação dos objectos suspensos, cabos eléctricos, quadros e extintores;
- Fixação às paredes estantes e arquivadores, de modo a evitar a queda de livros e outros objectos colocados sobre estes;
- Instalação das máquinas e de elementos pesados de forma a não se deslocarem;

- Fixação de equipamentos com rodas, de modo a impedir que se movimentem;
- Fixação do tecto falso, com o perigo de cair com acréscimo dos elementos nele suspensos;
- Fixação dos elementos que se encontrem no exterior do edifício, nomeadamente postes, antenas, chaminés, painéis e cabos eléctricos;
- Quanto aos elementos exteriores, tem de se realizar periodicamente a manutenção de muros, vedações e portões caso existam;

CAPÍTULO 4

CASO EM ESTUDO

A estrutura em análise faz parte de um edifício escolar que pertence ao *campus* da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. O edifício foi projectado em 1996 e é composto por oito corpos que se desenvolvem entre as cotas 93,0 m e 96,0 m sobre uma plataforma suavemente inclinada que ocupa uma área com cerca de 4340 m². Estruturalmente os corpos são independentes e designados de A a H, sendo que são separados por juntas de dilatação com 0,03m.

O corpo em análise neste trabalho foi o corpo C, pois despertou maior interesse a sua análise, pela sua forma em planta e por possuir grandes pilares em altura na sua estrutura.



Figura 4.1 Pilares circulares do edifício em estudo

Como o estudo consiste na avaliação sísmica do corpo C, os elementos verticais são os mais determinantes na resistência às acções horizontais.

A análise do corpo teve por base as plantas de arquitectura do edifício (Anexo 3), facultadas pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

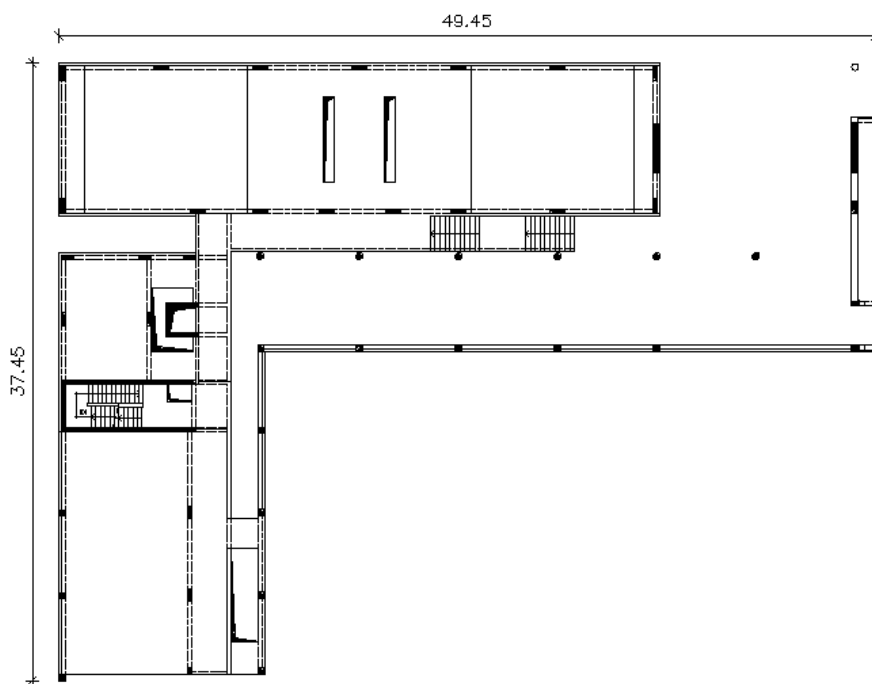


Figura 4.2 Dimensões em planta do piso térreo

4.1 MODELAÇÃO DO CORPO ESCOLHIDO

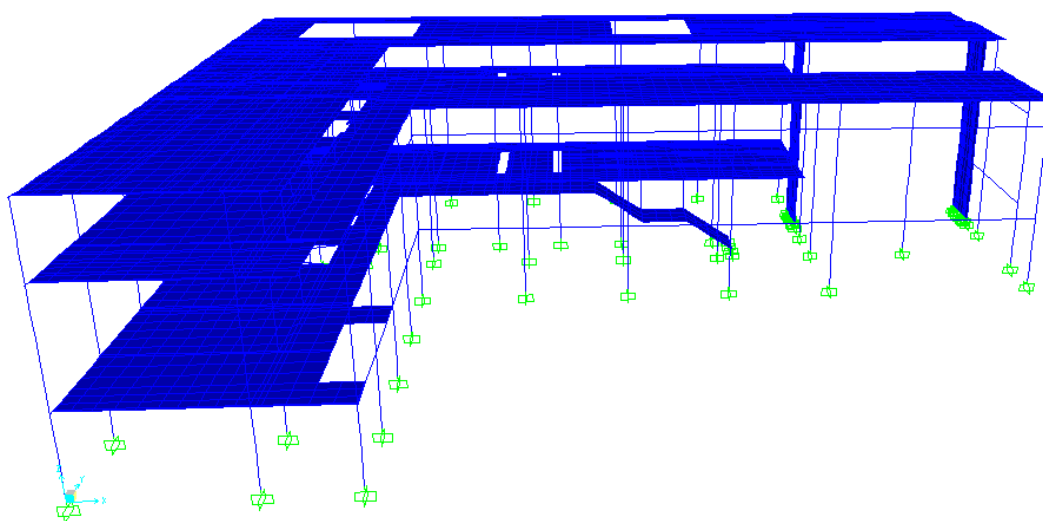


Figura 4.3 Perspectiva do edifício

4.1.1.DESCRICÃO ESTRUTURAL

O corpo é constituído por quatro pisos elevados, todos de alturas diferentes tal como se pode ver na Tabela 4.1. Os dois últimos pisos formam a cobertura, pelo que se considerou a cobertura inferior e a cobertura superior, consoante a sua localização.

	Altura (m)	Cota (m)
Piso 2	4,00	99,50
Piso 3	5,60	105,10
Cobertura inferior	1,53	106,63
Cobertura Superior	2,00	108,63

Tabela 4.1 Altura e respectiva cota de cada piso

O corpo em planta tem a forma de um L (Figura 4.4), sendo por isso considerado irregular em planta. Tal como mencionado no capítulo 2 do trabalho, este tipo de estrutura tem maior vulnerabilidade sísmica.

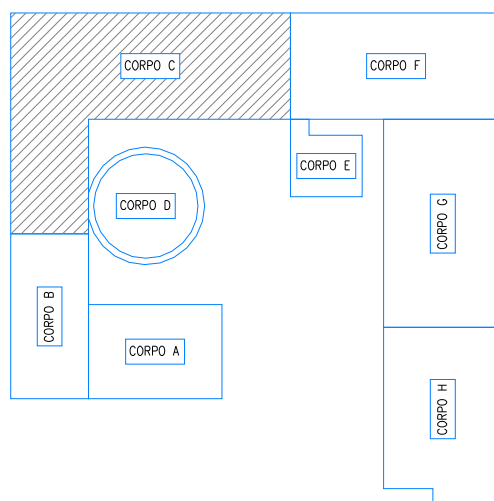


Figura 4.4 Forma do edifício em planta

O estudo do edifício realizou-se com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Considerou-se as vigas e os pilares como elementos lineares, ou seja, elementos *frame* e as lajes como elementos laminares, que no SAP2000 são definidos como elementos *shell* (casca).

Na modelação do corpo C no programa de cálculo automático considerou-se como elementos estruturais as lajes, vigas, pilares, paredes resistentes, núcleo de escadas e de elevadores. As paredes não resistentes não foram modeladas, bem como as escadas interiores, uma vez que estes elementos não são necessários para o estudo. A contribuição das paredes de alvenaria foi desprezada, porque em termos estáticos é vantajoso e também a sua quantificação é impossível devido à sua natureza e heterogeneidade em obra [28].

O modelo estrutural é constituído por lajes fungiformes aligeiradas apoiadas em pilares centrais e em vigas de bordo no seu contorno. As fundações da estrutura são vigas de fundação.

Quanto ao sistema estrutural trata-se de uma estrutura mista pórtico-parede, que consiste numa combinação de dois tipos de estruturas, reticulada e de parede. A estrutura mista quando submetida a acções horizontais possui uma deformação intermédia entre a deformação da estrutura reticulada e a da estrutura parede. A escolha de um sistema

estrutural raramente recai sobre apenas um tipo de solução estrutural, mas sim sobre uma combinação.

4.1.1.1. LAJES

As lajes existentes na estrutura são lajes fungiformes aligeiradas, caracterizadas por apoiarem directamente sobre pilares, sendo a sua resistência limitada pelo punçoamento nas secções envoltentes dos pilares. Nestes casos costuma-se macissar essas zonas, com a introdução por exemplo de capitéis.

As lajes da estrutura não têm espessura constante, variando muito consoante seja uma laje de cobertura, laje dos auditórios ou laje das salas de aula. Nos auditórios, salas de aula e na cobertura a laje é constituída por blocos de betão leve tripartidos (Figura 4.5) e as restantes lajes são maciças.

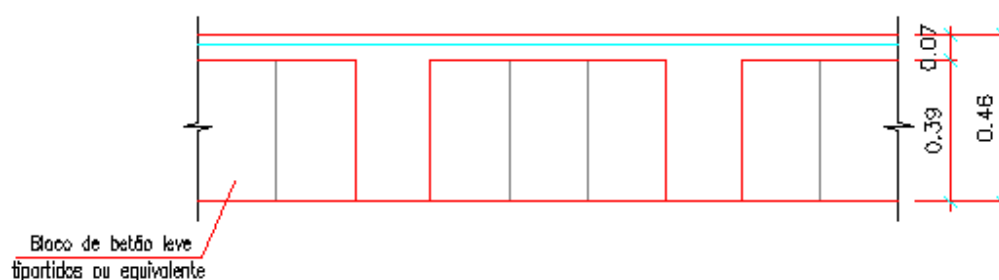


Figura 4.5 Laje com blocos de betão leve tripartidos

As espessuras bem como a definição de cada laje maciça e laje de blocos de betão leve estão representadas em Anexo 4.1.

Para modelar as lajes com blocos de betão leve, aproximou-se a secção existente a uma secção rectangular de igual inércia. (Figura 4.6)

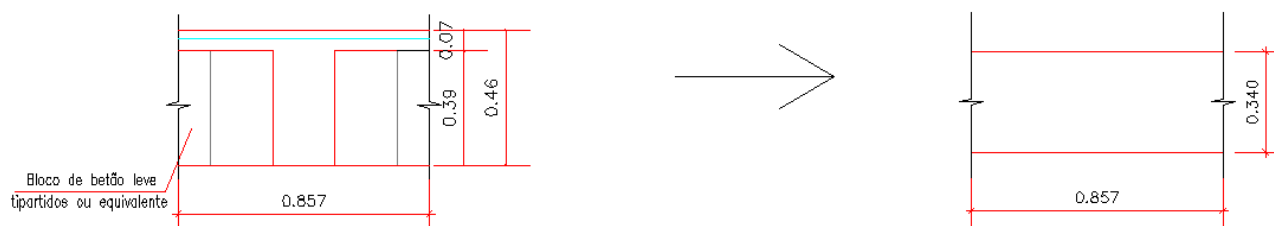


Figura 4.6 Laje com blocos de betão leve tripartidos aproximada a uma secção rectangular

Quanto à modelação, as lajes e as paredes resistentes modelam-se em elementos shell. O elemento shell é caracterizado pela sua espessura e é composto por 4 nós, como se pode ver na Figura 4.7 onde se apresenta um elemento shell no plano.

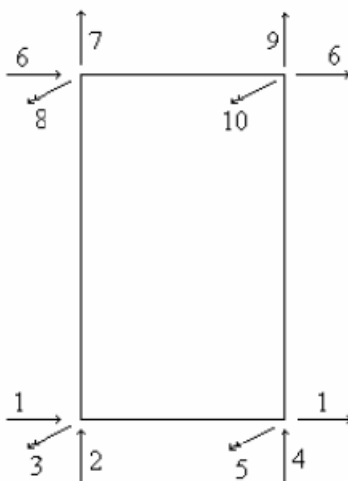


Figura 4.7 Graus de liberdade de um elemento *shell*

Em cada nó existem 6 graus de liberdade (Figura 4.8), 3 de translação e os outros 3 de rotação. Considerou-se os pisos do edifício como sendo pisos rígidos à deformação axial, que funcionam como um diafragma. Este procedimento tem a vantagem de reduzir muito o número de graus de liberdade, sendo habitualmente adoptado em análises sísmicas de edifícios.

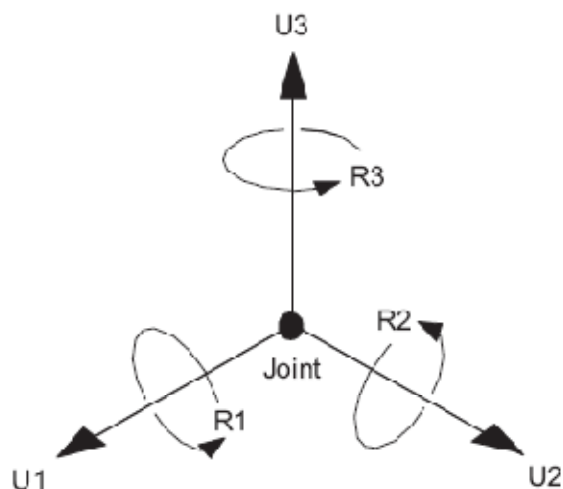


Figura 4.8 Caracterização dos graus de liberdade de um nó

4.1.1.2. VIGAS E PILARES

Existem diversas vigas e pilares de secção diferente na estrutura em estudo. As características das secções de cada viga estão sintetizadas no Anexo 4.2 e a dos pilares no Anexo 4.3.

Existem pilares circulares na estrutura, pilares esses com 11,13m de altura. Estes pilares são definidos como os pilares PC17 e PC18 e têm 0,45 m de diâmetro.

Os pilares representados na Tabela 4.2 mudam de secção a partir do 3º piso. Estes pilares têm secção rectangular até ao 3º piso, mudando para uma secção circular de 0,25m de diâmetro.

Pilar	a (m)	b (m)
PC2	0,35	0,35
PC20	0,3	0,9
PC26	0,3	0,9
PC27	0,9	0,25
PC28	0,35	0,9
PC4	0,35	0,35

Tabela 4.2 Dimensões dos pilares que alteram de secção a partir do piso 3

O pilar PC21 altera de secção a partir do 3º piso, mas só em dimensões pois continua com secção rectangular, como se pode ver no Anexo 4.3.

Todos os pilares anteriormente referidos são em betão armado, mas existem também pilares que são formados por perfis HEB140. Estes perfis estão localizados na ligação entre as duas coberturas.

As vigas e pilares foram modelados com elementos *frame*. Um elemento *frame* é representado por uma linha recta que liga dois nós j e k (representam as extremidades do elemento), possui seis graus de liberdade e o seu próprio sistema de coordenadas locais (1, 2 e 3).

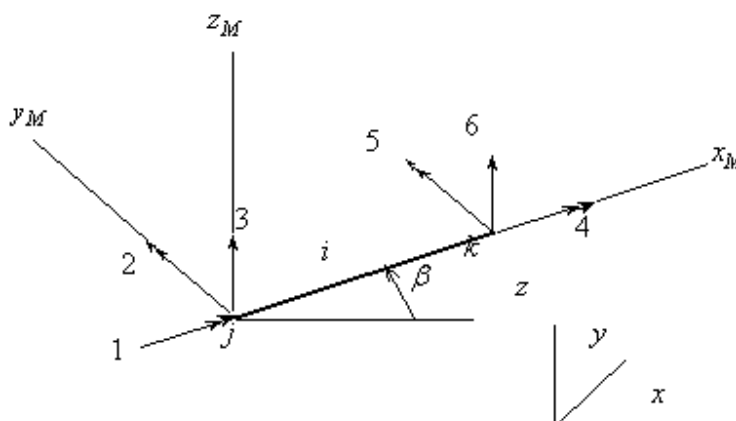


Figura 4.9 Elemento linear

As secções rectangulares dos elementos *frame* são caracterizadas por duas dimensões, uma na direcção 2 e outra na direcção 3. O eixo na direcção 2 corresponde ao eixo Y do modelo, enquanto o eixo na direcção 3 corresponde ao eixo X. A dimensão t_3 é a dimensão perpendicular à direcção do eixo 3 e a dimensão t_2 é a dimensão perpendicular à direcção do eixo 2.

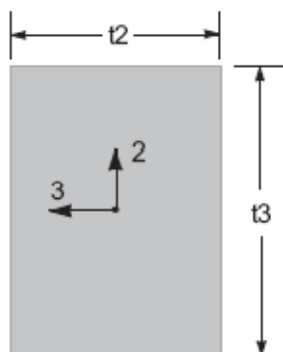


Figura 4.10 Eixos de uma secção de um elemento *frame* no programa SAP2000

Um elemento *frame* inclui nas suas propriedades a área de corte segundo as duas direcções X e Y, área de secção, torção, momento de inércia nas duas direcções, massa e peso. A torção neste tipo de elementos é minorada e a área de secção transversal majorada.

Quando as vigas e os pilares não se encontram no mesmo alinhamento introduzem-se uns elementos rígidos para haver transmissão de esforços ao longo de toda a estrutura. Estes elementos rígidos foram modelados com elementos *frame* designados por ER e constituídos por um material sem massa associada e por dimensões reduzidas. Neste elemento despreza-se a massa visto na realidade não pertencer à estrutura definida no projecto.

Os pilares foram divididos em altura em 5 elementos iguais em cada piso.

4.1.1.3. NÚCLEOS RESISTENTES

Na estrutura existem dois núcleos resistentes, um núcleo de escadas e um núcleo de elevadores. Ambos os núcleos são de betão armado e têm uma espessura de 0,20m. Os núcleos têm uma altura igual à altura total do edifício e têm uma forma em U.

O núcleo de escadas tem 8,08 m de comprimento e 3,08m de largura. O núcleo de elevadores tem 2,0m tanto em comprimento como em largura.

Os núcleos de escadas foram modelados com elementos *frame* (Figura 4.11), associado a uma secção em U recorrendo ao *Section Designer* para desenhar este tipo de secção. Estes elementos são definidos a partir da posição do centro de gravidade do núcleo.

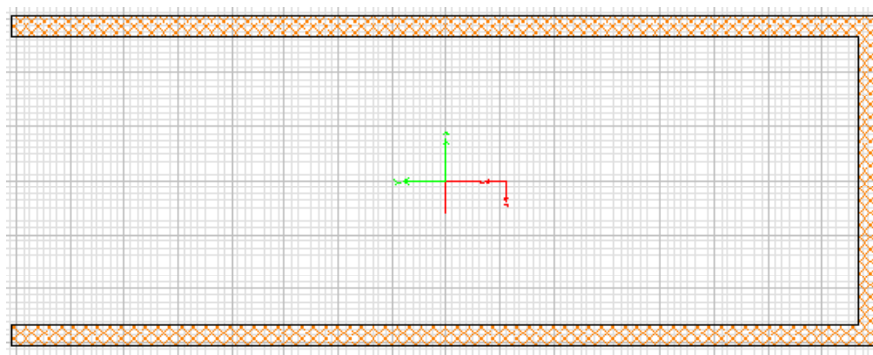


Figura 4.11 Elemento *frame* correspondente ao núcleo resistente das escadas

Para modelar o núcleo de elevadores foram feitos três modelos diferentes, devido à particularidade apresentada por este núcleo, pois este está ligado ao nível do piso 2 e 3 em apenas 15 cm de laje em cada lado (Figura 4.12). Construíram-se portanto três modelos (A, B e C), de forma a ver qual simulava melhor esta situação.

No Modelo A o núcleo de elevadores foi definido por elementos *frame*, ligando o eixo do núcleo aos 15 cm de laje por meio de troços rígidos (ER). No Modelo B o núcleo de elevadores foi modelado da mesma forma que no Modelo A, mas foram eliminados os elementos rígidos a ligar a laje ao nível dos pisos intermédios, ou seja o núcleo tem apenas ligação à estrutura através das fundações e da cobertura.

Por fim, no Modelo C o núcleo de elevadores foi modelado com elementos shell, interceptando os 15 cm de laje ao nível dos pisos 2 e 3.

Nestes elementos desprezou-se a torção. Nos núcleos o eixo na direcção 2 também corresponde ao eixo Y do modelo, e o eixo na direcção 3 também corresponde ao eixo X.

Os núcleos são elementos que possuem um sistema complexo de modo a garantir a resistência a acções horizontais e à torção.



Figura 4.12 Ligação do núcleo de elevadores à laje do piso 2 e 3

O EC8 no capítulo 5.4.1.2.3., refere que a espessura da alma das paredes resistentes e dos núcleos deve satisfazer a seguinte expressão:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; h_s / 20\} \quad (4.1)$$

h_s - altura livre entre pisos

No caso em estudo, a altura livre entre pisos tem o valor máximo de 5,1 m, logo:

$$b_{w0} \geq \max\{0,15; 5,1 / 20\} = 0,255 \geq 0,20m$$

Esta condição geométrica que o EC8 refere não é verificada nos núcleos resistentes do edifício.

4.1.1.4. PAREDES RESISTENTES

Existem duas paredes resistentes na estrutura, ambas de betão armado e de 0,35m de espessura. Modelou-se as paredes resistentes com elementos *shell*, como já foi mencionado.

As paredes são necessárias para equilibrar a torção induzida pela posição excêntrica dos núcleos.

4.1.1.5. ESCADAS

Na modelação de um edifício normalmente desprezam-se as escadas quando o objectivo é análise sísmica da estrutura. No caso em estudo desprezou-se todas as escadas à excepção de uma das escadas que possui maiores dimensões em relação às outras.

As escadas são de betão de armado, têm 2,3m de largura e foram modeladas com elementos *shell* de 0,15m de espessura.

4.1.1.6. MATERIAIS

4.1.1.6.1. BETÃO

O betão utilizado foi da classe C25/30, com um peso volúmico de 25kN/m³, um módulo de elasticidade de 31 MPa e um coeficiente de *Poisson* de 0,2.

4.1.1.6.2. AÇO

O aço utilizado tem um peso volúmico de 78,5 kN/m³, um módulo de elasticidade de 210 GPa e um coeficiente de *Poisson* de 0,3.

4.2. ACÇÕES

As acções mencionadas neste subcapítulo, são as acções consideradas de acordo com o projecto de execução.

4.2.1. ACÇÕES VERTICAIS

4.2.1.1. CARGA PERMANENTE

Peso Próprio

Piso 2 e 3: em geral	_____	5,6 kN/m ²
Piso 2 e 3: em auditórios	_____	8,3 kN/m ²
Coberturas	_____	5,6 kN/m ²

Revestimentos

Piso 2 e 3: em geral	_____	1,4 kN/m ²
Piso 2 e 3: em auditórios	_____	2,7 kN/m ²
Coberturas	_____	3,4 kN/m ²

<u>Paredes divisórias</u>	_____	2,0 kN/m ²
---------------------------	-------	-----------------------

<u>Máquinas nas Coberturas</u>	_____	2,0 kN/m ²
--------------------------------	-------	-----------------------

Foi também tido em conta a carga das paredes de fachada em alvenaria com o valor de 5,0 kN/m. Esta carga na modelação foi aplicada nas vigas externas de cada piso.

4.2.1.2. SOBRECARGA

Piso 2 e 3: em geral	_____	3,0 kN/m ²
Piso 2 e 3: em auditórios	_____	4,0 kN/m ²
Cobertura	_____	3,0 kN/m ²

As sobrecargas foram colocadas sobre as lajes sobre a forma de uma carga uniformemente distribuída por área no sentido da direcção da gravidade.

Qa (kN/m²)	4
Qg (kN/m²)	3
Qc (kN/m²)	3

Tabela 4.3 Valores das sobrecargas do modelo estrutural

As sobrecargas Qa, Qg e Qc correspondem respectivamente às sobrecargas nas lajes dos auditórios, nas lajes no geral e nas lajes das coberturas.

4.2.2. ACÇÕES HORIZONTAIS

Para a quantificação da acção sísmica teve-se como base o explicitado no RSA e no EC8, sendo a análise dinâmica realizada através de espectros de resposta. Considerou-se as massas de cada piso e os sismos tipo 1 e tipo 2 para a determinação da acção sísmica.

Para a análise sísmica adoptou-se os parâmetros representativos do local onde está inserido o edifício em estudo, que pertence à zona sísmica A e terreno tipo II.

4.3. MASSAS

A restante carga permanente foi aplicada ao modelo não como uma carga mas sim como uma massa. Transformou-se então as cargas da restante carga permanente em massas.

ma (kN.s²/m³)	0,5
mg (kN.s²/m³)	0,3
mc (kN.s²/m³)	0,6

Tabela 4.4 Valores das massas associadas à restante carga permanente

As massas ma, mg e mc correspondem respectivamente às massas devido à restante carga permanente nas lajes dos auditórios, nas lajes em geral e nas lajes das coberturas. Estas massas foram colocadas nas lajes.

Além da massa aplicada devido à restante carga permanente, o modelo admite também a massa devido ao peso próprio da estrutura, uma vez que todos os elementos têm associado um material que por sua vez está associado ao seu peso específico.

Para a análise dinâmica teve-se também em conta as sobrecargas, que devem ser afectadas por coeficientes que de acordo com o estipulado no RSA e no EC8, correspondem ao ψ_2 e ao ψ_{Ei} , respectivamente. No RSA o coeficiente ψ_2 corresponde a 0,4. No EC8 as massas são definidas no capítulo 3.2.4 alínea 2, a partir da seguinte combinação:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.2)$$

em que:

$G_{k,j}$ – é a acção permanente j ;

ψ_{Ei} – é o coeficiente da combinação da acção variável i ;

$Q_{k,i}$ – é a acção variável i ;

O coeficiente é determinado tendo em conta o capítulo 4.2.4 alínea 2 do EC8:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.3)$$

A introdução deste coeficiente implica considerar a possibilidade das cargas variáveis não estarem aplicadas em toda a estrutura quando ocorre um sismo.

Para obter os valores de φ tem de se conhecer o tipo de categoria do edifício, estando estabelecido no Eurocódigo 1 [43]. O edifício em estudo (edifício escolar) é classificado como pertencente à categoria C como se pode verificar no Anexo 5, na Tabela 4.5 encontram-se os valores recomendados de φ para as diferentes categorias.

Type of variable action	Storey	φ
Categories A-C*	Roof	1,0
	Storeys with correlated occupancies	0,8
	Independently occupied storeys	0,5
Categories D-F* and Archives		1,0

* Categories as defined in EN 1991-1-1:2002.

Tabela 4.5 Valores de φ para as diferentes categorias definidas em EN 1991-1-1:2002 [43]

Os valores de ψ_{2i} encontram-se no Anexo A1 do Eurocódigo 0 [5], sendo que para este caso toma o valor de 0,6 como se pode ver no Anexo 2 do presente trabalho.

Segundo a equação 4.2 considerou-se no modelo os seguintes valores de ψ_{Ei} representados na Tabela 4.6.

	Cobertura	Auditórios	Geral	Vigas
φ	1	0,8	0,8	0,5
ψ_{2i}	0,6	0,6	0,6	0,6
ψ_{Ei}	0,6	0,48	0,48	0,3

Tabela 4.6 Valores de ψ_{Ei} para o cálculo das massas associadas às sobrecargas

4.4. RIGIDEZ E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

A rigidez adoptada corresponde ao valor médio da propriedade do material, de acordo com o art.º 30.2 do RSA [2]. Em estruturas que sejam calculadas como se tivessem comportamento linear os esforços da análise dinâmica devem ser divididos pelos coeficientes de comportamento. O coeficiente de comportamento depende do tipo de estrutura, dos materiais que a constituem e das suas características de ductilidade.

O REBAP [3] no art.º 33.2 adopta os seguintes coeficientes de comportamento, consoante o tipo de estrutura e ductilidade desta, como se pode ver na Tabela 4.7.

Estruturas em pórtico		Estruturas parede		Estruturas mistas	
Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada
2,5	3,5	1,5	2,0	2,0	2,5

Tabela 4.7 Valores dos coeficientes de comportamento segundo o REBAP [3]

Por se tratar de uma estrutura mista pórtico-parede com uma ductilidade normal, o coeficiente de comportamento adoptado foi de 2. As estruturas de ductilidade normal cumprem as regras de projecto e construtivas dos capítulos X e XI do REBAP [3].

O coeficiente de amortecimento considerado foi de 5%. Quanto maior for o valor de amortecimento menores serão as acelerações do espectro de resposta.

O EC8 no subcapítulo 4.3.1 alínea 7 recomenda relativamente aos elementos de betão armado que, na ausência de uma análise mais rigorosa, se considera a rigidez dos elementos fendilhados como sendo metade da rigidez dos elementos não fendilhados.

O coeficiente de comportamento segundo o EC8 tem a seguinte expressão:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (4.4)$$

em que,

q_0 – valor base do quociente de comportamento;

k_w – factor que reflecte o modo de rotura dos sistemas estruturais;

O valor de q_0 depende do tipo de estrutura e do coeficiente α_u / α_i . Este coeficiente consiste no quociente entre a acção sísmica correspondente à formação de um mecanismo e a acção sísmica que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica na estrutura.

Quanto ao tipo estrutural, o EC8 classifica no subcapítulo 5.2.2.1 alínea 1 seis tipos de estruturas de betão armado. No caso em estudo, trata-se de uma estrutura mista pórtico-parede.

Quanto à ductilidade da estrutura, trata-se de uma estrutura de ductilidade média, logo o valor de q_0 é definido de acordo com subcapítulo 5.2.2.2 alínea 2 do EC8 (Anexo 6):

$$q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_i \quad (4.5)$$

Como a estrutura é não regular, o coeficiente q_0 retirado tem de ser minorado de 80% segundo o subcapítulo 4.2.3.1 alínea 7 do EC8.

Os valores do quociente α_u / α_i também variam com o tipo estrutural (Anexo 7). O edifício em análise, pertence a uma estrutura em pórtico ou mista equivalente a pórtico, mais precisamente a um edifício com vários pisos ou vários vãos, logo o coeficiente α_u / α_i toma o valor de 1,3.

Em estruturas não regulares em planta o valor do coeficiente α_u / α_i é igual à média entre 1,3 e a unidade, de acordo com o subcapítulo 5.2.2.2 alínea 6 do EC8.

Os valores considerados para obter o coeficiente de comportamento da estrutura segundo o EC8 foram os seguintes:

k_w	1,0
α_u / α_i	$(1,3+1) / 2 = 1,15$
q_0	$3,0 \times 1,15 \times 0,8 = 2,76$

Tabela 4.8 Valores que definem o coeficiente de comportamento

Deste modo o coeficiente de comportamento toma o valor de 2,76, de acordo com o EC8.

4.5. ESCOLHA DO MODELO

Dos três modelos mencionados no subcapítulo 4.1.1.3. apenas um foi objecto de estudo mais aprofundado. Para isso, compararam-se os resultados obtidos nos três modelos, de forma a analisar o que tinha melhor desempenho a nível de modelação e de resultados. Considerou-se a estrutura sujeita à combinação sísmica segundo o EC8 para a acção do tipo 1, que está apresentada com maior detalhe no subcapítulo seguinte do presente trabalho. Calcularam-se os deslocamentos em três pontos da laje representados na Figura 4.13.

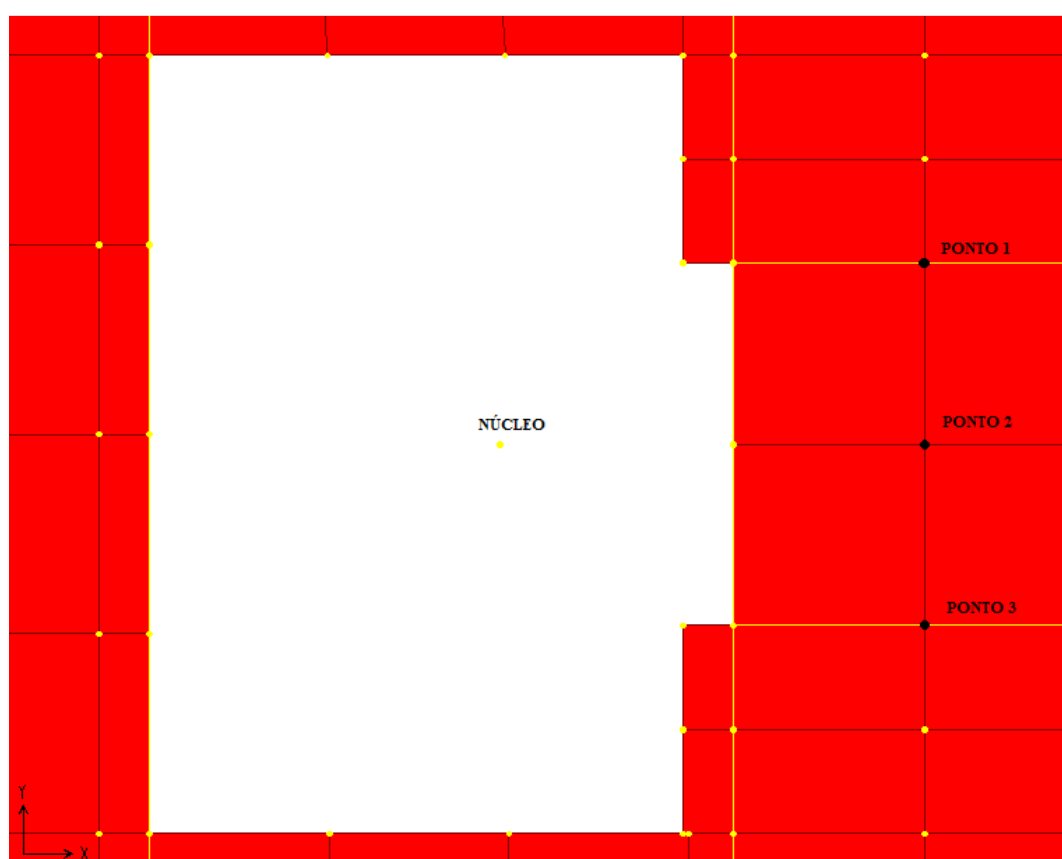


Figura 4.13 Pontos em análise em cada piso junto ao núcleo

z	Ponto 1		Ponto 2		Ponto 3	
(m)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)
13,13	44,53	92,50	42,17	92,50	41,00	92,50
9,6	31,33	65,89	29,61	65,89	28,63	65,89
4	8,74	19,82	8,31	19,82	8,07	19,82

Tabela 4.9 Deslocamentos absolutos segundo x e y em três pontos da laje do Modelo A

z	Ponto 1		Ponto 2		Ponto 3	
(m)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)
13,13	44,74	100,45	42,23	100,45	41,00	100,45
9,6	31,60	72,55	29,77	72,55	28,72	72,55
4	8,94	22,41	8,46	22,41	8,19	22,41

Tabela 4.10 Deslocamentos absolutos segundo x e y em três pontos da laje do Modelo B

z	Ponto 1		Ponto 2		Ponto 3	
(m)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)
13,13	43,80	91,27	41,37	91,27	40,17	91,27
9,6	30,82	65,92	29,13	65,92	28,16	65,91
4	8,55	20,30	8,12	20,30	7,88	20,30

Tabela 4.11 Deslocamentos absolutos segundo x e y em três pontos da laje do Modelo C

z	Modelo A		Modelo B		Modelo C	
(m)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)	Ux (mm)	Uy (mm)
13,13	42,22	96,95	42,28	104,27	41,42	94,89
9,6	29,65	68,81	29,81	75,10	29,17	68,54
4	8,32	20,91	8,47	23,48	8,13	21,37

Tabela 4.12 Deslocamentos absolutos segundo x e y do pilar PC9 para os três modelos

Analisando os deslocamentos dos pontos da laje e do pilar PC9, verificou-se que entre os resultados dos três modelos existe uma diferença pouco significativa, o que leva a concluir que, se modelarmos o núcleo de elevadores com ou sem ligação à laje ao nível dos pisos intermédios, os resultados irão ser semelhantes.

Na Figura 4.14 estão representadas as tensões na laje que liga o núcleo ao nível dos pisos 2, 3 e a cobertura, constatando-se que existe uma concentração de tensões na ligação do núcleo à laje. As zonas assinaladas por um círculo são as zonas da laje que ligam ao núcleo.

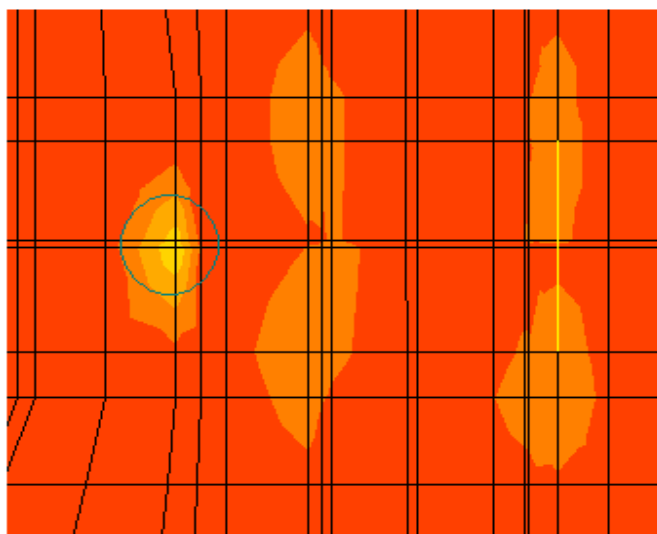


Figura 4.14 a) Tensões no piso da cobertura

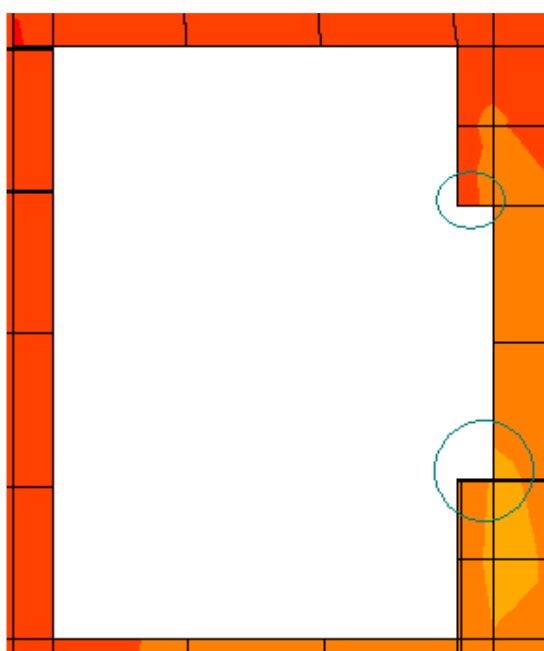


Figura 4.14 b) Tensões no piso 3

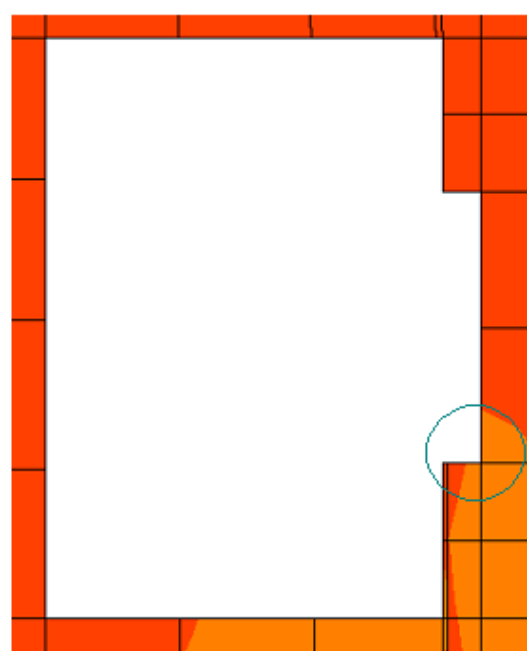


Figura 4.14 c) Tensões no piso 2

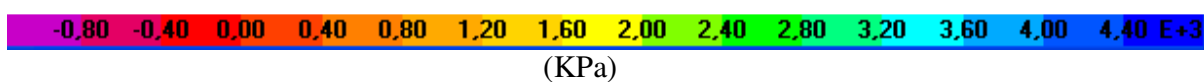


Figura 4.14 Tensões (σ_{xy}) na laje de ligação ao núcleo de elevadores

Tendo em conta a concentração de tensões na ligação do núcleo à laje e visto que os resultados dos deslocamentos para os três modelos são semelhantes tal como indicado por Kenneth Arnott [23], que também obteve resultados semelhantes para a modelação dos núcleos com elementos *frame* e elementos *shell*, optou-se pela escolha do Modelo B para o estudo do presente trabalho.

4.6. ANÁLISE DINÂMICA DO EDIFÍCIO

O modelo de análise escolhido para cálculo dinâmico é linear elástico segundo o ponto 4.3.3.1 alínea 1 do EC8 [4]. Para efeitos de análise dinâmica, consideram-se as massas do edifício concentradas ao nível de cada piso.

O edifício foi analisado de acordo com dois códigos de projecto, nomeadamente o RSA/REBAP [2] e o Eurocódigo 8 [4].

4.6.1. ANÁLISE SEGUNDO O R.S.A.

4.6.1.1. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

A localidade onde se situa o edifício, no Monte da Caparica inclui-se na zona A, tal como se pode verificar no capítulo 2, pelo que o coeficiente de sismicidade toma o valor de 1,0.

De acordo com o levantamento geotécnico disponibilizado pela Faculdade de Ciências e Tecnologia, a área em estudo desenvolve-se numa encosta de inclinação suave situada na margem de uma pequena linha de água; o terreno de fundação é formado por silte amarelo com espessura máxima de 6,5 m passando a silte acinzentado por vezes argiloso; sob esta camada encontra-se outra mais argilosa de cor cinzenta localmente com fósseis que assenta sobre silte arenoso cinzento amarelado e por fim inferiormente atravessa-se uma bancada de argila negra. Visto isto, considerou-se para o estudo um Terreno Tipo II, que segundo o RSA [2] corresponde a solos coerentes muito duros, duros e de consistência média.

4.6.1.2. ESPECTRO DE RESPOSTA DAS ACÇÕES SÍSMICAS TIPO 1 E TIPO 2

No programa SAP2000 definiu-se os espectros de resposta (Figura 4.15) correspondentes à zona sísmica A e ao terreno tipo II.

Os espectros de resposta são definidos por uma função que relaciona a aceleração com a frequência própria.

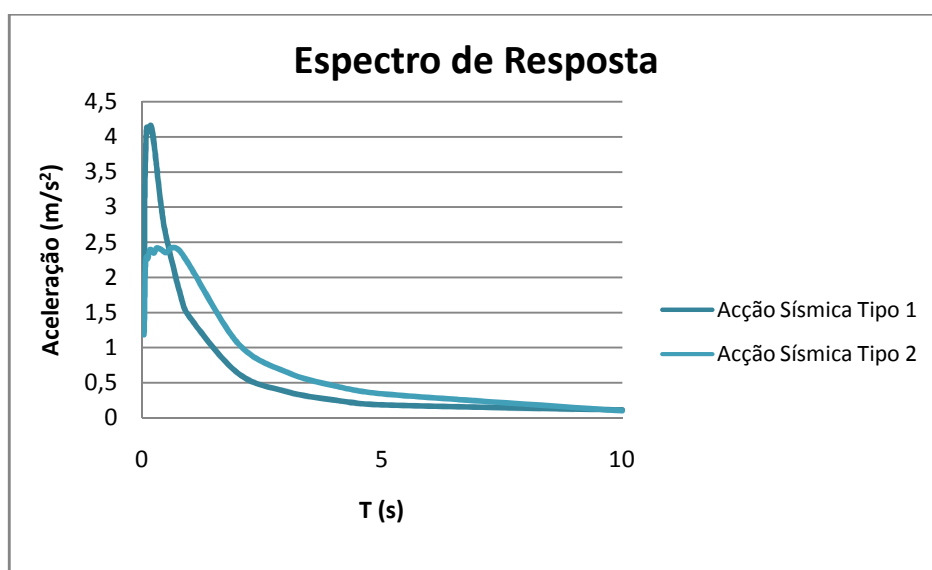


Figura 4.15 Espectro de resposta correspondente à acção sísmica tipo 1 e à acção sísmica tipo 2 de acordo com o RSA

O processo mais correcto de obter a máxima resposta total a partir de valores espectrais é através da CQC (Complete Quadratic Combination), porque é o método que permite combinar as respostas máximas de modos com qualquer relação de frequências entre si [20].

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{im} G_i G_n} \quad (4.6)$$

em que,

ρ_{im} – coeficiente de correlação modal;

G_i – valor máximo de resposta para o modo de vibração i ;

G_n – valor máximo de resposta para o modo de vibração n .

Considerou-se a acção sísmica a actuar nas direcções segundo x e y. A combinação modal adoptada foi então a CQC, enquanto a combinação direcciona foi a ABS (Absolute Sum Method). Foram compostas duas combinações de acções tendo em conta a acção sísmica tipo 1 e acção sísmica tipo 2.

4.6.2. ANÁLISE DINÂMICA DO EDIFÍCIO SEGUNDO O EC8

Segundo o ponto 4.2.1 alínea 2 do EC8, o modelo estrutural deve satisfazer as várias exigências geométricas. No caso presente a estrutura não possui uniformidade e simetria, características que o EC8 exige.

A estrutura devia ser homogénea no plano para haver uma distribuição uniforme das massas no edifício. A homogeneidade no plano podia ter sido obtida se o edifício fosse subdividido em unidades independentes, mas ligadas entre si por juntas de dilatação. A homogeneidade em altura também é importante de forma a evitar a existência de zonas de concentrações de esforços e zonas de grande exigência de ductilidade que podem provocar a ruptura do edifício. Se a configuração do edifício for simétrica, então também é homogénea. O centro de massa e o centro de rigidez de uma estrutura devem ser o mais próximo possível. Os critérios para cumprir as exigências de regularidade em planta e em alçado encontram-se no capítulo 2 do presente trabalho.

Uma vez que esses critérios não são cumpridos para a estrutura em estudo, o modelo de análise recomendado para este caso é um modelo espacial e a análise é dinâmica, resultando num coeficiente de comportamento reduzido em 20%.

4.6.2.1. DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

O edifício em estudo está localizado segundo o EC8, para a acção sísmica Tipo 1 na Zona 1.3 e para a acção sísmica Tipo 2 na Zona 2.3, zonamento que se encontra definido na Figura 2.20 do capítulo 2.

O solo característico da estrutura é do tipo C, isto é depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou de argila de consistência média com espessuras variáveis.

Visto o edifício em análise pertencer a um terreno tipo C, os parâmetros S , T_B , T_C e T_D que entram nas expressões do espectro de resposta de projecto tomam os respectivos valores representados na Tabela 4.13.

Acção Sísmica	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	1,50	0,10	0,60	2,00
Tipo 2	1,50	0,10	0,25	2,00

Tabela 4.13 Parâmetros que definem o espectro de resposta para a acção sísmica Tipo 1 e Tipo 2 de acordo com o NP EN 1998-1

Como o edifício em estudo é um edifício escolar, a sua classe de importância é III e o seu valor correspondente do factor de importância é de 1,60 e de 1,30, para a acção sísmica do tipo 1 e para a acção sísmica do tipo 2 respectivamente.

A aceleração máxima de referência (a_{gr}) para a zona de Almada tem assim os seguintes valores apresentados na Tabela 4.14.

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.3	1,5	2.3	1,7

Tabela 4.14 Valores de a_{gR} (cm/s²) para o município de Almada de acordo com o NP EN 1998-1

Com a definição da aceleração máxima de referência bem como do coeficiente de importância, obteve-se os valores de aceleração do terreno sintetizados na Tabela 4.15.

	a_{gR} (cm/s ²)	a_g (cm/s ²)
Acção sísmica tipo1	150	240
Acção sísmica tipo2	170	272

Tabela 4.15 Resultados da aceleração no terreno

4.6.2.2. ESPECTRO DE RESPOSTA

A combinação modal adoptada foi a CQC (*Complete Quadratic Combination*), enquanto a combinação direccional foi a ABS (*Absolute Sum Method*), que consiste em combinar os resultados da acção modal somando-os em valor absoluto [21]. Considerou-se que o sismo actua segundo as direcções x e y, combinando estas componentes segundo o especificado no ponto 4.3.3.5.1 alínea 3 do EC8.

Os parâmetros que influenciam o espectro de resposta são a aceleração terrestre a_g (cm/s²), a classe do solo e o coeficiente de comportamento, que no caso em estudo é de 2,76.

Os espectros de projecto das acelerações em função do período da estrutura estão representados na Figura 4.16 e na Figura 4.17, respectivamente, para a acção sísmica tipo 1 e para a acção sísmica tipo 2.

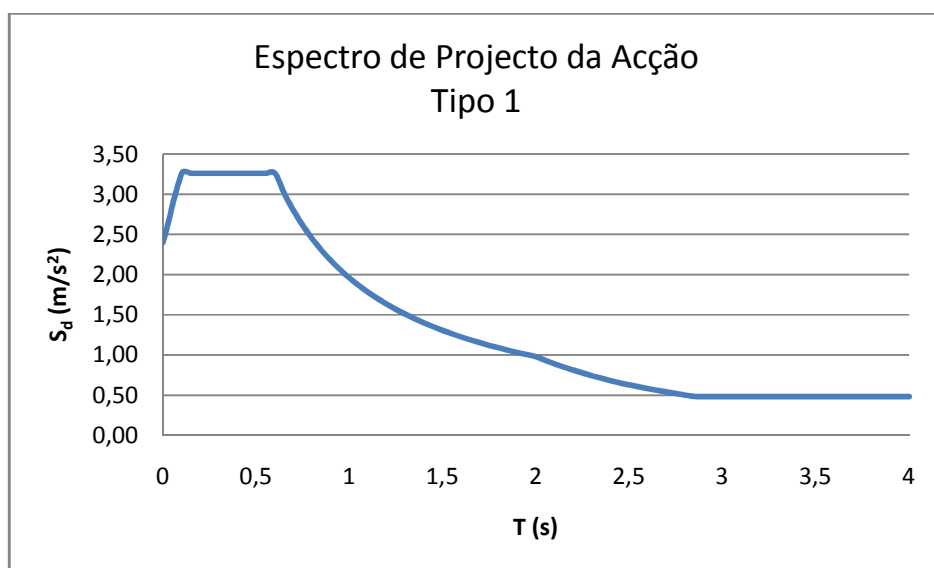


Figura 4.16 Espectro de resposta correspondente á acção sísmica Tipo 1 de acordo com o EC8

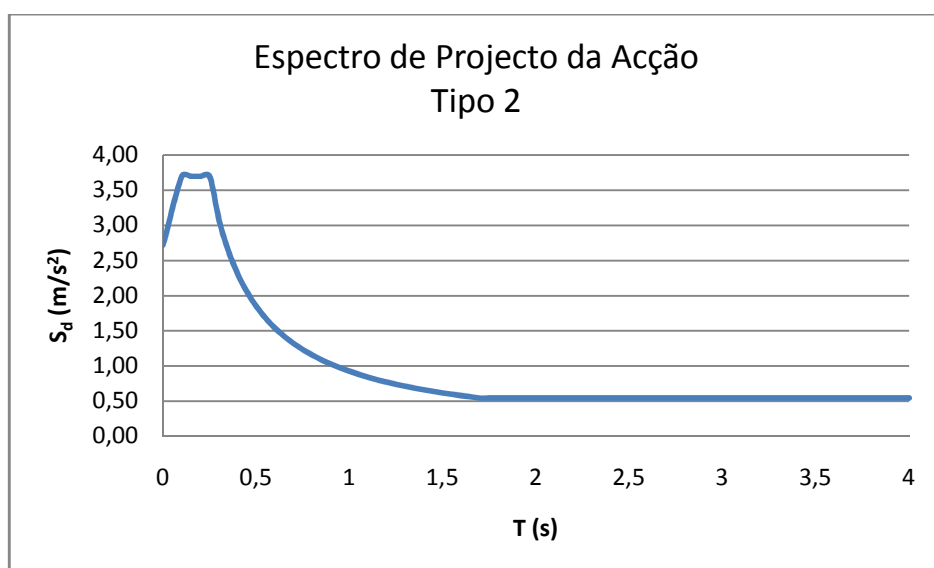


Figura 4.17 Espectro de resposta correspondente á acção sísmica Tipo 2 de acordo com o EC8

A acção sísmica do Tipo 2 é a que possui maiores acelerações para períodos mais baixos relativamente à acção sísmica do Tipo 1. As ondas sísmicas com grande frequência amortecem mais rapidamente com a distância. Quanto mais consistente for um solo menores serão as acelerações que compõem o espectro.

4.7. RESULTADOS

O cálculo dos deslocamentos, dos esforços e das envolventes de esforços obtiveram-se de modo automático através do programa utilizado.

4.7.1. RESULTADOS SEGUNDO O RSA

4.7.1.1. FREQUÊNCIAS E MODOS

As frequências naturais da estrutura estão sintetizadas na Tabela 4.16, nomeadamente a frequência própria da estrutura e as frequências e períodos correspondentes aos diferentes modos de vibração. A frequência própria do edifício é de 1,66Hz, sendo que para estas frequências o cenário de sismo afastado afecta mais a estrutura. Apenas foram enunciadas na Tabela 4.16 as frequências relativamente aos modos com maior participação. Quando a frequência do edifício coincide com a frequência induzida pelo movimento do solo, está-se perante o fenómeno de ressonância, que pode ser responsável por graves danos na estrutura.

Modo	Periodo (s)	Frequência (Hz)	Frequência (rad/s)
1	0,60	1,66	10,45
2	0,56	1,80	11,28
3	0,38	2,62	16,47
20	0,15	6,69	42,05
45	0,11	9,00	56,57
54	0,10	10,22	64,18

Tabela 4.16 Período, frequência própria e frequência angular de cada modo

Na análise dinâmica tem de se ter em conta a percentagem de participação modal das massas, devendo esse valor rondar os 90%, segundo o subcapítulo 4.3.3.3.1 alínea 2 e alínea 3 do EC8 [4]. Para se obter esta percentagem de participação modal das massas teve-

se que ir aumentando gradualmente o número de modos, sendo que se obtiveram 60 modos, como se pode ver no Anexo 8. O factor de participação de massa permite identificar a contribuição de cada modo na resposta final da estrutura.

Os modos que têm maiores valores de factor de participação modal de massa são os modos 1, 2, 3, 20, 45 e 54, sendo portanto os modos mais importantes para o estudo.

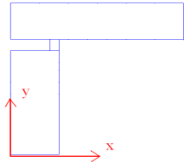
Modo	Factor de Participação de Massa (%)				
	U _x	U _y	Sum. U _x	Sum. U _y	
1	15,17	26,93	15,17	26,93	Rotação
2	10,77	54,74	25,94	81,66	Translação segundo y
3	53,89	0,28	79,83	81,95	Translação segundo x
20	1,64	8,77	82,38	91,11	Translação segundo y
45	2,74	2,99	85,54	94,69	Rotação
54	2,54	0,08	88,65	95,00	Translação segundo x

Tabela 4.17 Factores de participação modal das massas e configuração dos modos de vibração

No caso de edifícios assimétricos não existem modos de translação pura. Assim a translação numa dada direcção está sempre associada com rotação e por vezes também com translação na outra direcção. As configurações dos modos encontram-se em Anexo 9.

4.7.1.2. DESLOCAMENTOS

O cálculo dos deslocamentos entre os pisos foi realizado com um número reduzido de pontos. Para o cálculo dos deslocamentos o coeficiente de comportamento não é tido em conta. Devido ao elevado número de nós que o modelo possui, estudaram-se 2 pontos (Figura 4.18) significativos de cada laje ao nível de cada piso com a excepção do piso da cobertura inferior, pois esse piso tem uma configuração em planta muito diferente do resto dos pisos, não existindo portanto um ponto em comum com os restantes pisos. Mesmo a nível dos três pisos considerados, os pontos em comum não têm exactamente as mesmas

coordenadas, sendo por isso um método muito simplificado. Analisaram-se os deslocamentos segundo as direcções x e y do mesmo modo para a Acção do Tipo 1 e a Acção do Tipo 2, e apresentam-se graficamente as diferenças de deslocamentos entre pisos segundo a direcção x e a direcção y. O deslocamento da estrutura é máximo quando a frequência da acção é igual à frequência da estrutura.

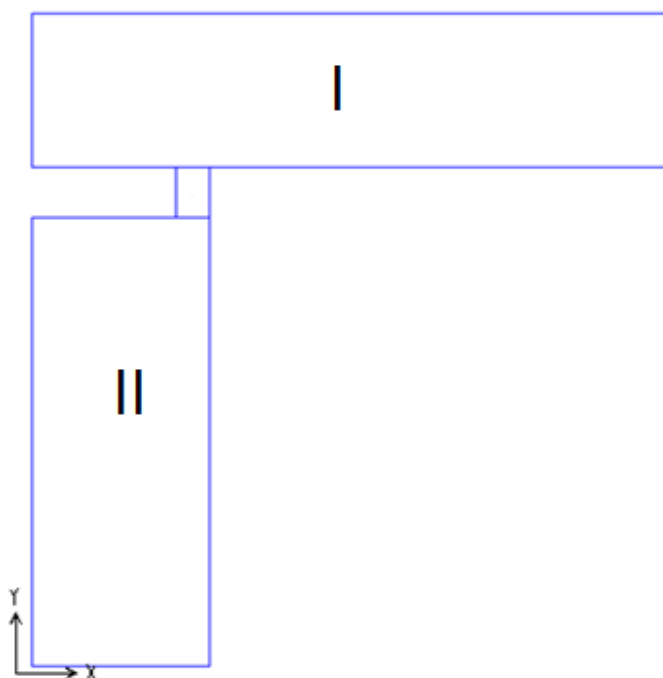


Figura 4.18 Disposição em planta dos corpos I e II considerados para a análise sísmica

	Deslocamento segundo x (mm)		Deslocamento segundo y (mm)		X (m)	Y (m)	Z (m)
	Acção do Tipo 1	Acção do Tipo 2	Acção do Tipo 1	Acção do Tipo 2			
Corpo I	24,17	24,00	41,42	41,82	13,14	33,16	13,13
	17,87	17,92	27,27	27,83	13,63	33,54	9,60
	5,01	4,99	8,27	8,42	13,74	33,51	4,00
Corpo II	18,84	16,29	41,60	41,99	3,35	21,74	13,13
	13,22	11,46	30,31	30,60	3,00	21,74	9,60
	3,80	3,27	9,50	9,59	3,16	21,74	4,00

Tabela 4.18 Deslocamentos absolutos nos pisos segundo as direcções x e y

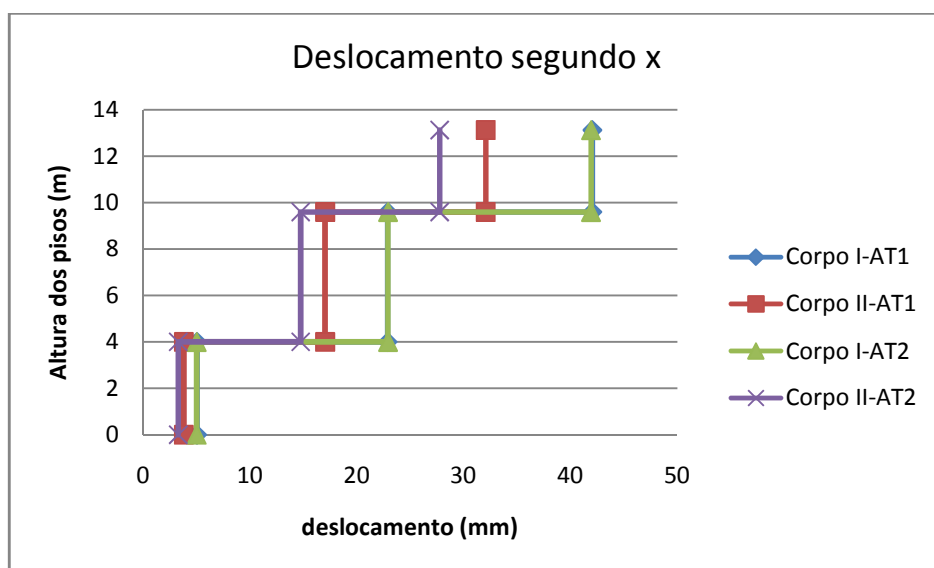


Figura 4.19 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções x para os dois tipos de acções sísmicas

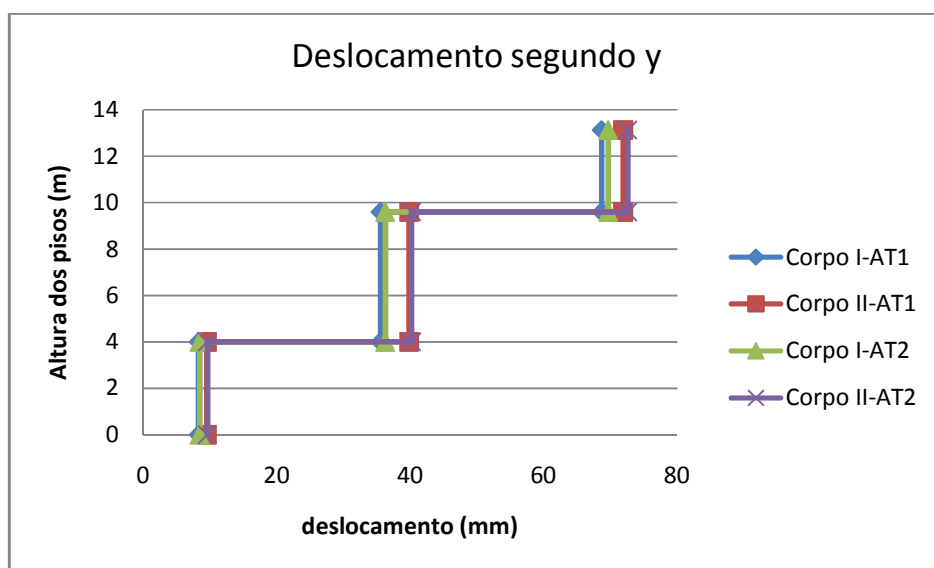


Figura 4.20 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções y para os dois tipos de acções sísmicas

Através dos valores e dos gráficos representativos dos deslocamentos entre pisos para a Acção do Tipo 1 e para a Acção do Tipo 2, constata-se que existem diferenças pouco significativas entre os resultados das duas acções sísmicas. É no deslocamento do topo do edifício que se verifica maior deslocamento relativo. Comparando entre si os deslocamentos dos pontos dos Corpos I e II, chega-se à conclusão que o Corpo I desloca-se mais que o Corpo II segundo a direcção x, enquanto o Corpo II é o que se desloca mais segundo a direcção y, criando esforços de torção, que resultam do posicionamento dos elementos resistentes da estrutura.

Os deslocamentos máximos, devido às duas acções sísmicas, segundo a direcção y são superiores aos deslocamentos máximos segundo a direcção x, como se pode ver na Tabela 4.19.

	Acção do Tipo 1	Acção do Tipo 2
Deslocamento máximo segundo x (mm)	31,271	28,896
Deslocamento máximo segundo y (mm)	48,962	50,940

Tabela 4.19 Deslocamentos máximos segundo as direcções x e y

4.7.1.3. ESFORÇOS

	Forças de Corte segundo x (kN)	Forças de Corte segundo y (kN)
Acção Sísmica Tipo 1	6033	6305
Acção Sísmica Tipo 2	4898	6316

Tabela 4.20 Forças de Corte segundo as direcções x e y

Pilar	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
PC15	-206,10	236,98	13,18	-1,22	22,56
PC22	-249,16	157,77	-33,00	-53,23	284,37
PC23	1019,85	5,50	110,50	184,49	10,21
PC24	-2245,35	-8,58	-119,12	-170,05	-8,21
PC25	24,78	165,36	673,20	312,50	10,54
PC28	30,34	6,52	238,66	645,58	18,22

Tabela 4.21 Esforços dos pilares mais esforçados

Na Tabela 4.21 estão representados os resultados mais desfavoráveis obtidos para estes pilares. Os pilares PC15 e PC25 têm uma particularidade em comum, na forma como estão ligados à laje apenas só ao nível da cobertura, tendo por isso grande comprimento estes pilares. Os pilares PC24 e PC25 têm elevados esforços, porque intersectam com a viga VC3 na cobertura e esta possui grande altura. Neste caso a resistência desta viga é maior que a dos pilares. Quando existem vigas altas que interceptam pilares de menor secção, ou seja de menor resistência, a acção sísmica pode provocar a rotura na base ou no topo do pilar.

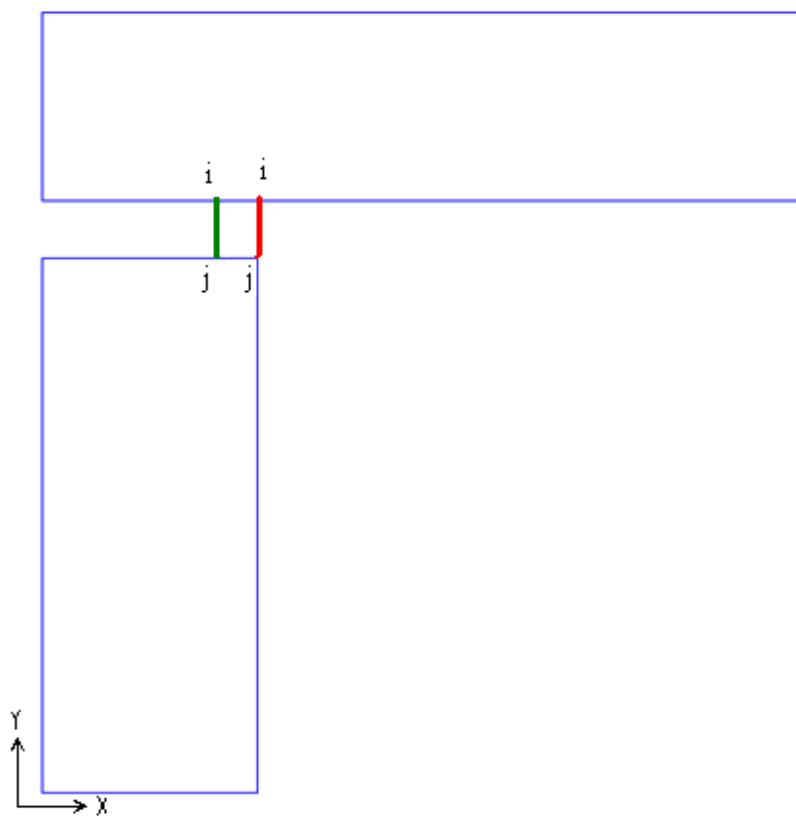


Figura 4.21 Representação das vigas de ligação

As vigas de ligação representadas na Figura 4.21, são as vigas V2C15 (verde) e V2C16 (encarnado) pertencentes ao piso 2, e as vigas V3C14 (verde) e V3C15 (encarnado) pertencentes ao piso 3, estando definidas as suas características em Anexo 4.2. Ao longo dos troços das vigas constata-se na Tabela 4.22 que é no ponto j que as vigas possuem esforços mais elevados.

Vigas	Acção Sísmica	Ponto	Med ⁺ (kN.m)	Mrd ⁺ (kN.m)	Med ⁻ (kN.m)	Mrd ⁻ (kN.m)
V2C15	Tipo 1	i	1,72	62,82	-14,41	-36,04
		j	7,84	62,82	-59,44	-126,46
V2C16	Tipo 1	i	3,06	62,78	-68,66	-62,78
		j	0,00	62,78	-90,45	-62,78
V3C14	Tipo 1	i	0,00	62,82	-70,30	-36,04
		j	17,61	62,82	-32,08	-126,46
V3C15	Tipo 1	i	0,00	62,78	-138,46	-62,78
		j	5,35	62,78	-88,48	-62,78

Tabela 4.22 Esforços nas vigas de ligação

Com os resultados da Tabela 4.22, comparando os esforços actuantes com os esforços resistentes de cada viga, constata-se que algumas vigas não verificam a segurança aos estados limites últimos.

4.7.1.4. PILARES CIRCULARES

Segundo o art.º144.1 do REBAP, a secção transversal dos pilares deve satisfazer a seguinte expressão:

$$N_{sd} \leq 0,6 f_{cd} A_c \quad (4.7)$$

em que:

N_{sd} é o valor de cálculo de esforço normal devido à acção sísmica;

f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão;

A_c é a área da secção transversal do betão;

Para as secções circulares dos pilares circulares (PC17 e PC18), o valor de N_{sd} toma o valor de 1594 KN, que como se pode ver pela Tabela 4.23 é bastante superior ao esforço normal actuante nesses pilares.

Pilar	Altura (m)	Valor	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
PC17	0	Max	-198,48	5,42	7,44	21,72	15,36
	0	Min	-228,61	-4,62	-5,61	-27,62	-18,36
	11,13	Max	-157,45	3,39	3,93	26,97	14,33
	11,13	Min	-187,50	-2,59	-2,10	-13,95	-9,06
PC18	0	Max	-278,32	5,15	7,07	21,06	15,60
	0	Min	-318,88	-4,73	-5,37	-26,79	-17,50
	11,13	Max	-237,29	3,25	3,47	26,21	12,21
	11,13	Min	-277,77	-2,83	-1,76	-14,30	-9,75
PC18	0	Max	-286,12	5,23	7,44	20,98	15,86
	0	Min	-316,26	-4,90	-5,52	-27,53	-17,49
	11,13	Max	-245,07	3,33	4,08	27,70	12,31
	11,13	Min	-275,16	-3,00	-2,15	-14,37	-10,51
PC18	0	Max	-275,49	5,17	7,92	21,42	15,99
	0	Min	-309,39	-4,94	-5,77	-28,81	-17,34
	11,13	Max	-234,47	3,31	4,75	29,43	11,92
	11,13	Min	-268,27	-3,08	-2,60	-14,60	-10,86
PC18	0	Max	-255,97	5,24	8,37	21,11	15,52
	0	Min	-304,26	-4,76	-5,57	-30,58	-17,57
	11,13	Max	-214,95	3,38	4,91	31,76	12,58
	11,13	Min	-263,14	-2,91	-2,11	-12,29	-9,73
PC18	0	Max	-325,25	5,59	9,71	20,26	16,12
	0	Min	-399,82	-4,97	-5,48	-34,06	-18,59
	11,13	Max	-284,21	3,41	6,23	37,97	14,18
	11,13	Min	-358,71	-2,79	-2,00	-8,09	-10,27

Tabela 4.23 Esforços nos pilares circulares devido à acção sísmica do tipo 1

Pilar	r (m)	Apilar (cm ²)	As,total (cm ²)	N _{Ed} (KN)	v	w _{total}	μ	M _{Rd,tot.} (KN.m)	M _{Edmáx.} (KN.m)
PC17	0,23	0,16	20,61	-228,61	0,00	0,34	0,09	103,58	27,62
PC18	0,23	0,16	20,61	-318,88	0,00	0,34	0,09	103,58	26,79
PC18	0,23	0,16	20,61	-316,26	0,00	0,34	0,09	103,58	27,70
PC18	0,23	0,16	20,61	-309,39	0,00	0,34	0,09	103,58	29,43
PC18	0,23	0,16	20,61	-304,26	0,00	0,34	0,09	103,58	31,76
PC18	0,23	0,16	20,61	-399,82	0,00	0,34	0,09	103,58	37,97

v – Esforço normal reduzido; w_{total} – Percentagem mecânica de armadura; μ – Momento flector reduzido;

Tabela 4.24 Verificação dos Estados Limites Últimos nos pilares

Comparando os esforços actuantes máximos com os esforços resistentes totais da Tabela 4.24, devido à combinação sísmica, verificam-se os estados limites últimos nestes pilares em estudo.

Altura (m)	Deslocamentos absolutos		Deslocamentos relativos	
	U _x (mm)	U _y (mm)	U _{rx} (mm)	U _{ry} (mm)
11,13	21,87	39,52	0,04	0,17
10,824	21,91	39,69	0,03	0,00
10,518	21,87	39,68	0,11	0,16
10,212	21,77	39,52	0,18	0,32
9,906	21,59	39,20	0,25	0,47
9,6	21,35	38,73	1,48	2,90
8,48	19,87	35,83	2,31	4,46
7,36	17,56	31,37	2,97	5,58
6,24	14,59	25,79	3,38	6,20
5,12	11,21	19,59	3,49	6,25
4	7,72	13,35	2,37	4,16
3,2	5,35	9,19	2,11	3,65
2,4	3,24	5,53	1,70	2,91
1,6	1,55	2,63	1,13	1,93
0,8	0,42	0,70	0,42	0,70
0	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 4.25 Deslocamentos absolutos e relativos entre pisos devido à acção sísmica do tipo 1 de um pilar circular representativo

Os resultados apresentados na Tabela 4.25 correspondem ao pilar mais solicitado, sendo também o que tem maiores deslocamentos, por isso apenas se analisou este pilar. Este pilar está representado com um círculo a azul no Anexo 10.

Pela Tabela 4.25 verifica-se maior deslocamento absoluto no topo do pilar como era de prever, constatando-se que estes pilares sofrem maiores deslocamentos segundo a direcção y, uma vez que o corpo possui menos elementos resistentes nessa direcção.

4.7.2. RESULTADOS SEGUNDO O EC8

4.7.2.1. FREQUÊNCIAS E MODOS

As características modais da estrutura segundo o EC8 estão sintetizadas nas Tabelas 4.26 e 4.37, nomeadamente a frequência própria da estrutura e as frequências e períodos correspondentes aos diferentes modos de vibração. Existe alguma diferença nas frequências obtidas pelo RSA, isto justifica-se pelo facto de o EC8 considerar as massas ao nível de cada piso, com coeficientes diferentes aquando da combinação das massas, tal como foi explicitado no capítulo 4.3. Visto isto, as frequências são ligeiramente inferiores às frequências obtidas pelo RSA, pois o EC8 considera maior massa devido à sobrecarga que o RSA. A frequência própria da estrutura é de 1,59Hz.

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Frequência (rad/s)
1	0,63	1,59	9,99
2	0,59	1,70	10,70
3	0,39	2,55	16,01
21	0,15	6,63	41,66
43	0,12	8,37	52,56
52	0,10	9,83	61,74

Tabela 4.26 Período, frequência própria e frequência angular de cada modo

Apresentam-se apenas estes seis modos visto serem os mais significativos para o estudo. Na análise dinâmica tem de se ter em conta a percentagem de participação modal das massas, devendo esse valor rondar os 90%, segundo o subcapítulo 4.3.3.3.1 alínea 2 e alínea 3 do EC8. Para se obter esta percentagem de participação modal das massas teve-se que ir aumentando gradualmente o número de modos, sendo que se consideraram 60 modos, embora estejam apenas na Tabela 4.27 os modos de maior participação modal das massas.

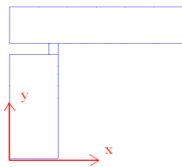
Modo	Factor de Participação de Massa (%)				
	U _x	U _y	Sum. U _x	Sum. U _y	
1	13,97	29,00	13,97	29,00	Rotação
2	11,56	52,88	25,53	81,88	Translação segundo y
3	54,47	0,37	80,00	82,24	Translação segundo x
21	1,77	8,20	82,75	90,81	Translação segundo y
43	0,93	1,77	84,56	94,17	Rotação
52	3,07	0,51	89,28	95,26	Translação segundo x

Tabela 4.27 Factores de participação modal das massas e configuração de cada modo

Verifica-se a mesma configuração dos modos tal como na análise modal segundo o RSA, sendo neste caso os modos 1, 2, 3, 21, 43 e 52, os modos mais importantes para o estudo. As configurações dos modos encontram-se no Anexo 11.

4.7.2.2. DESLOCAMENTOS

O cálculo dos deslocamentos entre os pisos realizou-se do mesmo modo que no capítulo 4.7.1.2. do trabalho. Para o cálculo dos deslocamentos devido à acção sísmica d_s tem de se de multiplicar pelo coeficiente de comportamento, visto se usar o espectro de resposta de projecto que vem afectado pelo coeficiente de comportamento. A expressão para o deslocamento devido à acção sísmica está definida no subcapítulo 4.3.4 alínea 1 do EC8:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.8)$$

em que,

q_d – é o coeficiente de comportamento de deslocamentos, que em geral é igual ao coeficiente de comportamento definido no subcapítulo 4.4 do presente trabalho;

d_e – deslocamento obtido através da análise sísmica estabelecido pelo espectro de resposta de projecto;

Consideraram-se os deslocamentos segundo as direcções x e y do mesmo modo para a Acção do Tipo 1 e a Acção do Tipo 2, e graficamente apresentam-se os deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcção x e a direcção y.

Para verificar os estados de limitação de danos, tem de ser verificada a seguinte condição, de acordo com o EC8:

$$d_r \nu \leq 0,005 \cdot h \quad (4.9)$$

em que:

d_r – deformação lateral entre pisos;

ν – factor de redução da acção sísmica;

h – distância entre pisos;

O factor de redução da acção sísmica está definido no Anexo Nacional e toma diferentes valores consoante o tipo de acção sísmica.

Acção Sísmica	ν
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

Tabela 4.28 Valores do factor de redução ν , segundo NP EN 1998-1

Com estes dados os valores limites de deformação lateral entre pisos, para a verificação da limitação de danos encontram-se na Tabela 4.29.

Piso	h (m)	d_r máximo (mm)	
		Acção do Tipo 1	Acção do Tipo 2
Cobertura-Piso 3	3,53	44,13	32,09
Piso 3-Piso 2	5,6	70,00	50,91
Piso 2-Piso 0	4	50,00	36,36

Tabela 4.29 Deslocamentos máximos relativos entre pisos

	Deslocamento segundo x (mm)		Deslocamento segundo y (mm)		X (m)	Y (m)	Z (m)
	Acção do Tipo 1	Acção do Tipo 2	Acção do Tipo 1	Acção do Tipo 2			
Corpo I	60,78	31,72	106,07	51,89	13,14	33,16	13,13
	46,23	23,57	70,00	33,71	13,63	33,54	9,60
	12,95	6,61	21,20	10,24	13,74	33,51	4,00
Corpo II	42,28	26,73	106,58	52,17	3,35	21,74	13,13
	29,81	18,73	77,26	37,88	3,00	21,74	9,60
	8,47	5,36	24,21	11,88	3,16	21,74	4,00

Tabela 4.30 Deslocamentos absolutos nos pisos segundo as direcções x e y

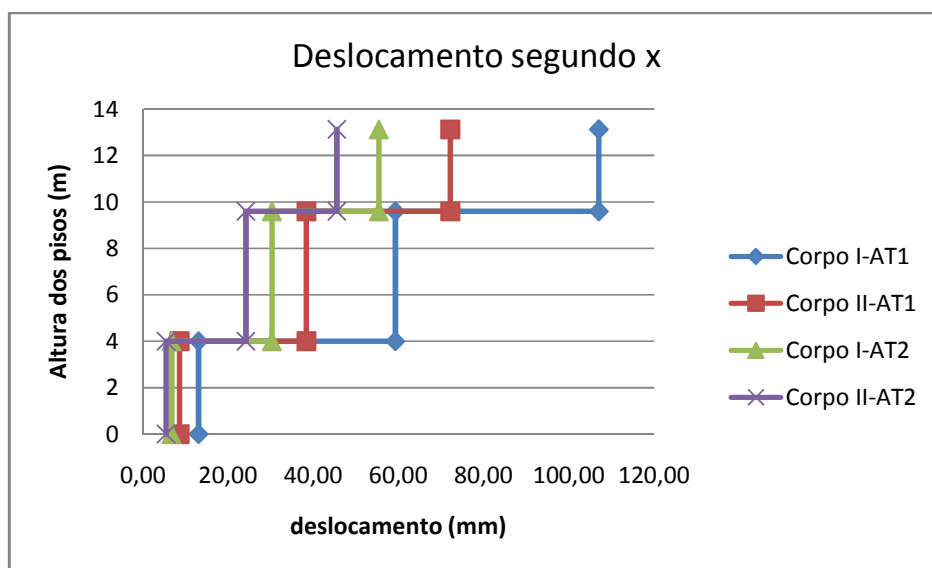


Figura 4.22 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções x para os dois tipos de acções sísmicas

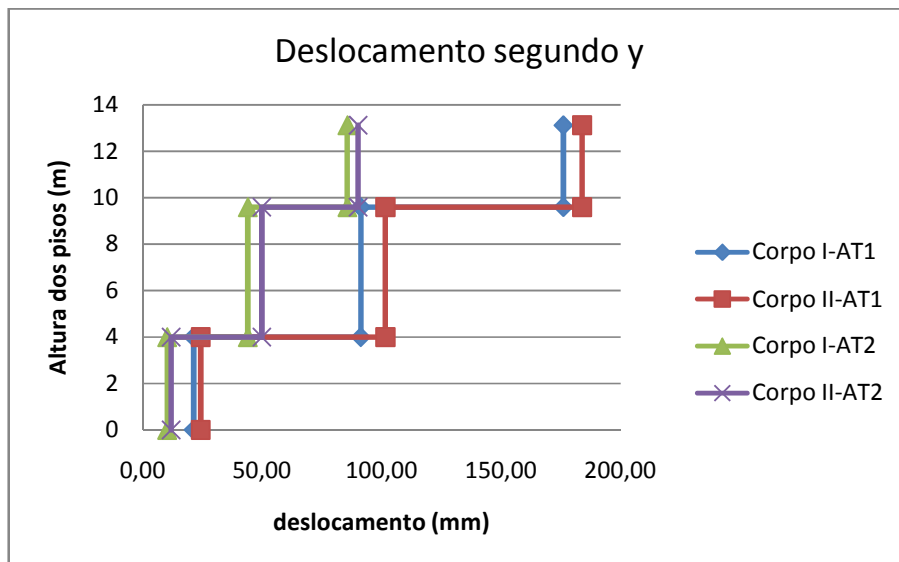


Figura 4.23 Deslocamentos relativos entre pisos segundo a direcções y para os dois tipos de acções sísmicas

Através dos valores e dos gráficos representativos dos deslocamentos entre pisos para a Acção do Tipo 1 e para a Acção do Tipo 2, constata-se que existe grandes diferenças entre os resultados das duas acções sísmicas. A Acção sísmica do Tipo 1 é a acção mais desfavorável. É no deslocamento do topo do edifício que se verifica maior deslocamento relativo.

Em ambos os casos os deslocamentos relativos entre pisos não estão dentro dos limites admissíveis, como se pode verificar pela Tabela 4.29.

Comparando entre si os deslocamentos dos pontos dos Corpos I e II, chega-se à conclusão que o Corpo I desloca-se mais que o Corpo II segundo a direcção x, enquanto o Corpo II é o que se desloca mais segundo a direcção y.

Os deslocamentos máximos devido às duas acções sísmicas, como se pode verificar na Tabela 4.31, são maiores segundo a direcção y, tal como se obteve segundo o RSA, facto justificado pela existência de mais elementos resistentes segundo a direcção x.

	Acção do Tipo 1	Acção do Tipo 2
Deslocamento máximo segundo x (mm)	72,816	42,678
Deslocamento máximo segundo y (mm)	126,450	61,961

Tabela 4.31 Deslocamentos máximos segundo as direcções x e y

4.7.2.3. ESFORÇOS

	Forças de Corte segundo x (kN)	Forças de Corte segundo y (kN)
Acção Sísmica Tipo 1	9196	11225
Acção Sísmica Tipo 2	6283	5646

Tabela 4.32 Forças de Corte segundo as direcções x e y

Com todos os resultados até agora demonstrados verificou-se que com a acção sísmica do tipo 1 se obtêm resultados mais gravosos, assim, os próximos resultados vão ser todos apenas devido a acção sísmica do tipo 1 do EC8.

Pilar	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
PC15	-223,51	323,22	38,56	1,72	43,26
PC19	2345,18	11,02	223,63	384,02	21,22
PC24	-3588,88	-14,23	-229,87	-333,01	-15,06
PC25	382,85	235,42	1023,43	342,58	20,17
PC28	429,52	20,21	420,48	1117,05	57,99

Tabela 4.33 Esforços dos pilares mais esforçados

Nos resultados dos esforços são apenas apresentados os resultados mais desfavoráveis que se obtiveram. Os pilares PC15 e PC25 têm uma particularidade de possuir ligação à laje apenas ao nível da cobertura.

Os esforços das vigas de ligação representadas na Figura 4.20 estão representados na Tabela 4.34.

Vigas	Ação Sísmica	Ponto	Med ⁺ (kN.m)	Mrd ⁺ (kN.m)	Med ⁻ (kN.m)	Mrd ⁻ (kN.m)
V2C15	Tipo 1	i	3,34	62,82	-15,90	-36,04
		j	9,94	62,82	-69,61	-126,46
V2C16	Tipo 1	i	7,24	62,78	-132,03	-62,78
		j	3,68	62,78	-48,19	-62,78
V3C14	Tipo 1	i	1,68	62,82	-86,92	-36,04
		j	21,82	62,82	-39,00	-126,46
V3C15	Tipo 1	i	0,00	62,78	-171,49	-62,78
		j	10,05	62,78	-111,21	-62,78

Tabela 4.34 Esforços nas vigas de ligação devido à acção sísmica tipo 1

Analizando os resultados da Tabela 4.34, comparando os esforços actuautes com os esforços resistentes desta viga, constata-se que algumas vigas não verificam a segurança aos estados limites últimos.

4.7.2.4. PILARES CIRCULARES

Existem seis pilares circulares (um PC17 e cinco PC18) com um raio de 0,225m, que despertaram maior interesse devido à sua altura (11,13m), estes estão ligados à estrutura apenas nas fundações e na cobertura inferior.

Pilar	Altura (m)	Valor	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
PC17	0	Max	-205,18	7,95	12,19	41,61	25,53
	0	Min	-243,37	-7,03	-10,16	-48,14	-28,93
	11,13	Max	-164,12	4,08	5,00	44,46	22,36
	11,13	Min	-202,29	-3,16	-2,97	-30,02	-16,31
PC18_1	0	Max	-287,98	7,46	11,78	40,72	25,57
	0	Min	-346,01	-7,00	-9,78	-47,39	-27,62
	11,13	Max	-246,93	3,75	4,55	44,54	19,27
	11,13	Min	-304,92	-3,30	-2,54	-30,51	-16,67
PC18_2	0	Max	-290,58	7,56	12,19	40,93	25,87
	0	Min	-347,01	-7,19	-9,92	-48,59	-27,69
	11,13	Max	-249,56	3,92	5,27	46,76	19,44
	11,13	Min	-305,88	-3,55	-2,99	-30,96	-17,42
PC18_3	0	Max	-279,00	7,53	12,99	42,32	26,04
	0	Min	-339,59	-7,27	-10,46	-50,95	-27,53
	11,13	Max	-237,98	3,93	6,44	49,55	19,10
	11,13	Min	-298,46	-3,67	-3,91	-32,03	-17,93
PC18_4	0	Max	-260,36	7,56	13,73	43,27	25,47
	0	Min	-331,10	-7,03	-10,49	-54,19	-27,74
	11,13	Max	-219,32	3,95	6,89	53,07	19,71
	11,13	Min	-290,00	-3,43	-3,64	-30,45	-16,55
PC18_5	0	Max	-335,64	8,03	15,57	44,13	26,31
	0	Min	-437,99	-7,34	-10,79	-59,74	-29,04
	11,13	Max	-294,59	3,89	8,72	61,14	21,73
	11,13	Min	-396,90	-3,21	-3,93	-27,29	-17,42

Tabela 4.35 Esforços nos pilares circulares devido à acção sísmica do tipo 1

Pilar	r (m)	Apilar (cm ²)	As,total (cm ²)	N _{Ed} (KN)	v	w _{total}	μ	M _{Rdtot.} (KN.m)	M _{Edmáx.} (KN.m)
PC17	0,23	0,16	20,61	-243,37	0,00	0,34	0,09	103,58	48,14
PC18_1	0,23	0,16	20,61	-346,01	0,00	0,34	0,09	103,58	47,39
PC18_2	0,23	0,16	20,61	-347,01	0,00	0,34	0,09	103,58	48,59
PC18_3	0,23	0,16	20,61	-339,59	0,00	0,34	0,09	103,58	50,95
PC18_4	0,23	0,16	20,61	-331,10	0,00	0,34	0,09	103,58	54,19
PC18_5	0,23	0,16	20,61	-437,99	0,00	0,34	0,09	103,58	61,14

v – Esforço normal reduzido; w_{total} – Percentagem mecânica de armadura; μ – Momento flector reduzido;

Tabela 4.36 Verificação dos Estados Limites Últimos nos pilares

Comparando os esforços actuantes máximos com os esforços resistentes totais, devido à combinação sísmica, verifica-se os estados limites últimos nestes pilares em estudo.

Para verificar os estados limites de serviço, analisou-se um dos pilares circulares, o pilar PC18_5, por ser o pilar mais esforçado. Na Figura 4.24 representam-se os deslocamentos absolutos ao longo do pilar. Na Tabela 4.37 constata-se que o pilar nas cotas 5,12, 6,24 e 7,36 m ultrapassa o limite admissível na verificação dos estados limites de serviço.

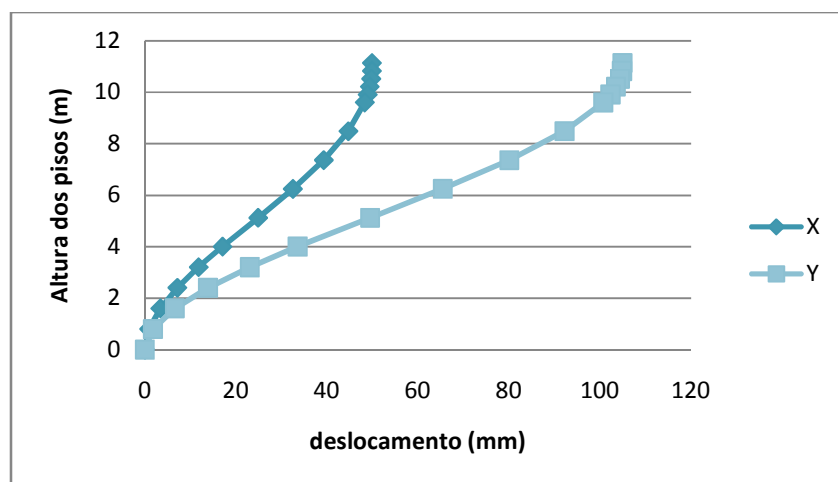


Figura 4.24 Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y para acção do tipo 1 de um pilar circular representativo

Altura (m)	Deslocamentos absolutos		Deslocamentos relativos		d_r máximo (mm)
	Ux (mm)	Uy (mm)	Urx (mm)	Ury (mm)	
11,13	49,86	104,92	0,00	0,08	3,82
10,824	49,87	104,84	0,16	0,47	3,82
10,518	49,71	104,36	0,32	0,85	3,82
10,212	49,39	103,51	0,47	1,22	3,82
9,906	48,92	102,29	0,63	1,57	3,82
9,6	48,28	100,72	3,59	8,51	14,00
8,48	44,69	92,21	5,40	12,12	14,00
7,36	39,30	80,10	6,79	14,66	14,00
6,24	32,50	65,44	7,64	15,97	14,00
5,12	24,87	49,47	7,81	15,91	14,00
4	17,05	33,56	5,26	10,52	10,00
3,2	11,79	23,04	4,66	9,19	10,00
2,4	7,14	13,85	3,73	7,29	10,00
1,6	3,40	6,56	2,49	4,81	10,00
0,8	0,91	1,75	0,91	1,75	10,00
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

d_r – deformação lateral entre pontos;

Tabela 4.37 Deslocamentos absolutos e relativos entre pisos devido à acção sísmica do tipo 1 de um pilar circular representativo

4.8. PONTOS A REVER NO EDIFÍCIO

Analisando os resultados obtidos, expressos no subcapítulo anterior, verificou-se que existem certos elementos que necessitam de especial atenção no futuro.

As vigas V2C16, V3C14 e V3C15 deveriam ser reforçadas de forma a resistirem tanto ao sismo do tipo 1 do RSA como ao sismo tipo 1 do EC8. Estas vigas são bastante solicitadas, devido às características da localização em questão, pois ligam os corpos I e II definidos anteriormente.

No projecto deveriam ter sido previstas juntas sísmicas de forma a tornar os corpos I e II independentes, o que iria resolver desde o início a irregularidade do edifício actual.

Um reforço possível para as vigas referidas é o encamisamento com chapas coladas, para que a resistência à flexão aumente.

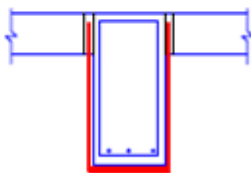


Figura 4.25 Reforço de vigas com chapas coladas [42]

Nos pilares circulares apenas um pilar não verificava os estados limites de serviço para a acção do tipo 1 do EC8, pois apresenta deslocamentos relativos maiores que os admissíveis. Este pilar está representado em planta no Anexo 10.

Para diminuir os deslocamentos no pilar, tal como se pode verificar segundo a expressão (4.10) dos deslocamentos, a solução será aumentar a rigidez do pilar.

$$\delta = \frac{F}{K} \quad (4.10)$$

Uma solução de reforço para aumentar a rigidez do pilar é o aumento da secção de betão armado do pilar, que consequentemente irá aumentar a inércia. O pilar tem uma secção circular de 0,45m de diâmetro, se possuir um diâmetro de 0,6m os deslocamentos relativos no pilar diminuem e como se pode ver pela Tabela 4.38, com esta secção verifica aos estados limites de serviço.

Altura (m)	Deslocamentos absolutos		Deslocamentos relativos		dr máximo (mm)
	Ux (mm)	Uy (mm)	Urx (mm)	Ury (mm)	
11,13	48,29	101,46	0,30	1,43	3,82
10,824	47,99	100,03	0,45	1,69	3,82
10,518	47,55	98,34	0,59	1,94	3,82
10,212	46,95	96,40	0,73	2,18	3,82
9,906	46,22	94,23	0,87	2,40	3,82
9,6	45,35	91,83	4,25	10,68	14,00
8,48	41,09	81,15	5,66	12,97	14,00
7,36	35,44	68,19	6,63	13,62	14,00
6,24	28,80	54,57	7,11	13,79	14,00
5,12	21,70	40,78	7,01	13,54	14,00
4	14,68	27,24	4,61	8,72	10,00
3,2	10,07	18,52	4,02	7,48	10,00
2,4	6,05	11,05	3,18	5,85	10,00
1,6	2,87	5,20	2,10	3,82	10,00
0,8	0,77	1,39	0,77	1,39	10,00
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

d_r – deformação lateral entre pontos;

Tabela 4.38 Deslocamentos absolutos e relativos devido à acção sísmica do tipo 1 do EC8
no pilar circular em estudo com 0,60 m de diâmetro

Outro reforço possível para o pilar circular seria o encamisamento do pilar com chapas metálicas. A adição de chapas metálicas aumenta a rigidez do pilar.

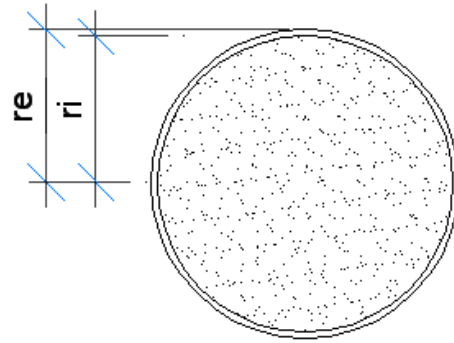


Figura 4.26 Pilar circular com encamisamento metálico

Admitindo que o betão tem um comportamento elástico linear, a inércia homogeneizada relativamente ao aço é a seguinte:

$$I_{\text{hom.}} = \frac{\pi}{4} (r_e^4 - r_i^4) + \frac{\pi}{4} \times r_i^4 \times \frac{E_{cm}}{E} r_i = \frac{\pi}{4} \left[r_e^4 + r_i^4 \times \left(\frac{E_{cm}}{E} + 1 \right) \right] \quad (4.11)$$

em que:

r_i é o raio interior que corresponde ao raio do pilar em betão;

r_e é o raio exterior que corresponde ao raio do pilar em betão juntamente com o perfil metálico;

E e E_{cm} são respectivamente o módulo de elasticidade do aço e do betão;

Logo a rigidez de flexão do pilar reforçado relativamente ao aço é a seguinte:

$$E \times \frac{\pi}{4} \left[r_e^4 + r_i^4 \times \left(\frac{E_{cm}}{E} + 1 \right) \right] \quad (4.12)$$

Considerando o raio interior igual a 0.225m e o raio exterior (com chapa metálica) igual a 0.235m, por se optar por uma chapa metálica com 10 mm de espessura. No modelo criou-se uma nova secção homogeneizada relativamente ao aço e de acordo com a expressão 11 enunciada obtiveram-se os resultados expressos na Tabela 4.39. Constatou-se pelos resultados que esta opção de reforço diminuiu os deslocamentos verificando assim os estados limites de serviço.

Altura (m)	Deslocamentos absolutos		Deslocamentos relativos		dr máximo (mm)
	Ux (mm)	Uy (mm)	Urx (mm)	Ury (mm)	
11,13	47,22	100,52	1,37	3,39	3,82
10,824	45,85	97,13	1,43	3,46	3,82
10,518	44,42	93,67	1,48	3,53	3,82
10,212	42,94	90,14	1,53	3,58	3,82
9,906	41,41	86,56	1,57	3,63	3,82
9,6	39,84	82,93	6,04	13,54	14,00
8,48	33,80	69,39	6,28	13,58	14,00
7,36	27,52	55,81	6,25	13,14	14,00
6,24	21,27	42,68	5,94	12,21	14,00
5,12	15,33	30,47	5,35	10,80	14,00
4	9,98	19,66	3,30	6,58	10,00
3,2	6,67	13,08	2,75	5,44	10,00
2,4	3,92	7,64	2,10	4,11	10,00
1,6	1,82	3,53	1,34	2,61	10,00
0,8	0,48	0,92	0,48	0,92	10,00
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

d_r – deformação lateral entre pontos;

Tabela 4.39 Deslocamentos absolutos e relativos devido à acção sísmica do tipo 1 do EC8 no pilar circular em estudo com reforço com chapas metálicas

Esta solução é mais viável, sendo também mais fácil de implementar que a solução anterior. Para este tipo de pilares têm de se adoptar dois meios perfis tubulares. O reforço com chapas coladas aumenta a ductilidade à flexão e a resistência ao corte, tendo como vantagem provocar um reduzido acréscimo da secção do elemento a reforçar. O reforço com chapas coladas consiste na adição de armaduras exteriores (chapas ou perfis metálicos) à estrutura existente ligadas à superfície por resina *epoxi* e buchas metálicas. Normalmente coloca-se uma espessura de resina *epoxi* entre 1mm a 3mm, sendo que se a espessura for elevada conduz a uma ligação menos eficiente. A ligação deve ser complementada com buchas metálicas, tendo o cuidado para não colidir com a armadura existente e introduzidas em furos previamente executados. Deve-se efectuar uma pintura sobre os perfis metálicos de forma a protegê-los contra a corrosão e a acção do fogo.

Quanto aos deslocamentos relativos entre pisos para a acção tipo 1 do EC8, são superiores aos admissíveis, pelo que se deveria reforçar a estrutura, de modo a conferir-lhe resistência para suportar a acção sísmica e aumentar a sua rigidez. Um dos possíveis reforços seria a ligação do núcleo de elevadores no seu contorno à laje envolvente, visto ser um elemento resistente, que na estrutura existente está parcialmente desligado da estrutura. Esta ligação vai tornar a estrutura mais rígida, sendo que o núcleo vai absorver grande percentagem das acções.

Avaliando os deslocamentos do pilar circular referido anteriormente, após o reforço com a ligação do núcleo de elevadores à laje, verifica-se pelos resultados expressos na Tabela 4.40, que os deslocamentos baixam bastante, mas não o suficiente. Os pontos do pilar que não verificam os estados limites de serviço estão representados a negrito na Tabela 4.40. Esta solução de reforço reduziu os deslocamentos principalmente segundo a direcção y e em aproximadamente 8,0%.

Altura (m)	Deslocamentos absolutos		Deslocamentos relativos		dr máximo (mm)
	Ux (mm)	Uy (mm)	Urx (mm)	Ury (mm)	
11,13	48,90	98,74	0,02	0,43	3,82
10,824	48,88	98,31	0,17	0,75	3,82
10,518	48,72	97,55	0,32	1,07	3,82
10,212	48,40	96,48	0,47	1,38	3,82
9,906	47,93	95,10	0,62	1,68	3,82
9,6	47,31	93,42	3,49	8,43	14,00
8,48	43,82	85,00	5,22	11,43	14,00
7,36	38,59	73,56	6,59	13,54	14,00
6,24	32,01	60,03	7,44	14,61	14,00
5,12	24,57	45,41	7,65	14,54	14,00
4	16,92	30,88	5,19	9,63	10,00
3,2	11,73	21,25	4,61	8,44	10,00
2,4	7,12	12,81	3,72	6,72	10,00
1,6	3,40	6,09	2,49	4,46	10,00
0,8	0,92	1,63	0,92	1,63	10,00
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

d_r – deformação lateral entre pontos;

Tabela 4.40 Deslocamentos absolutos e relativos devido à acção sísmica do tipo 1 do EC8 no pilar em estudo após o reforço no núcleo

O reforço da estrutura com dissipadores viscosos é também uma solução que poderia ser analisada para reduzir os deslocamentos relativos entre pisos [39]. Outro reforço sísmico possível é o isolamento de base, que consiste na colocação de uma camada de baixa rigidez horizontal entre a estrutura e as fundações, conferindo à estrutura um comportamento rígido [41]. Estas soluções são bons reforços sísmicos, mas para o edifício em questão não são soluções viáveis.

Os reforços propostos para estes elementos irão reduzir a vulnerabilidade sísmica do edifício, sendo que em paralelo se devem minimizar os impactos a nível estético e funcional da estrutura.

4.9. VULNERABILIDADE SÍSMICA DOS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

A avaliação da vulnerabilidade sísmica dos elementos não estruturais, tal como mencionado no capítulo 3 do presente trabalho, é muito importante, pois estes elementos também podem originar graves danos materiais e humanos.

No corpo em estudo existem grandes painéis de vidro em grande parte da estrutura, estes devem estar bem encastrados nos caixilhos, para no caso de ocorrer um sismo não se destacarem.



Figura 4.27 Painéis de vidro existentes na estrutura

Os elementos não estruturais aquando de um sismo podem ser um perigo para os ocupantes do edifício, se não estiverem colocados devidamente.

Os elementos existentes no edifício em análise, que possam constituir perigo para os ocupantes não são muitos, uma vez que neste corpo não se encontram os gabinetes técnicos nem a secretaria do edifício, que possuem elementos, tais como estantes, arquivadores e equipamentos com rodas que são susceptíveis ao derrubamento no caso de ocorrência de sismo.

Os cacifos existentes no corpo em estudo encontram-se encastrados nas paredes tal como se pode verificar pela Figura 4.28.



Figura 4.28 Cacifos encastrados nas paredes

Os equipamentos com rodas são bastantes susceptíveis a movimentos por não estarem fixos à estrutura, alguns desses elementos existem no corpo em estudo.



Figura 4.29 Equipamento com rodas vulnerável ao sismo

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Neste capítulo é feito uma síntese do trabalho realizado, frisando os aspectos mais importantes.

Na concepção de estruturas é importante que se cumpram as recomendações mencionadas no capítulo 2 do presente trabalho, para criar estruturas com menor vulnerabilidade sísmica.

Ao longo da presente dissertação analisaram-se as especificações do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e as especificações do Eurocódigo 8, aplicando-as a um edifício de betão armado. A aplicação dos dois regulamentos sísmicos num edifício teve também como finalidade a sua comparação, tanto ao nível das prescrições utilizadas como dos resultados obtidos.

As principais diferenças verificadas entre ambos os regulamentos foram: a consideração dos estados limites de serviço e o aparecimento do coeficiente de importância na classificação dos edifícios, por parte do EC8. O conceito de regularidade em altura e em planta também foi introduzido no EC8, impondo regras que uma vez não verificadas influenciam nos valores da acção sísmica.

A modelação foi o mais exacta possível, para retratar o melhor possível as características dinâmicas do edifício em análise. Elaboraram-se três modelos que divergem na modelação do núcleo de elevadores da estrutura, comparando os resultados entre modelos, optou-se pelo modelo que considera o núcleo como um elemento *frame*, desligado ao nível das lajes entre pisos.

A definição dos espectros de resposta foi bastante distinta entre os regulamentos, tanto ao nível da classificação do terreno, como na quantificação dos parâmetros que condicionam o espectro de resposta, nomeadamente o coeficiente de comportamento. A determinação do coeficiente de comportamento no EC8 é mais complexa do que nos

regulamentemos nacionais, assumindo maiores valores comparativamente com o REBAP.

Pela análise dos resultados obtidos verifica-se que os valores dos deslocamentos e dos esforços obtidos pelo EC8 são mais desfavoráveis que os obtidos pelo RSA/REBAP. Visto isto pode-se considerar o EC8 como sendo o regulamento sísmico mais conservativo no dimensionamento e nas suas normas.

A análise sísmica do edifício permitiu detectar algumas anomalias. O sistema estrutural do edifício é do tipo estrutura mista pórtico-parede e apresenta irregularidades em planta e em alçado, factores que influenciam na resposta do edifício a um sismo.

Quanto às fundações da estrutura, não se realizou nenhuma análise. Os terrenos onde a estrutura está assente são em parte terrenos em aterro, que como se referiu no capítulo 2 da presente dissertação são solos que não têm bom comportamento sísmico quando não compactados devidamente.

O edifício localiza-se no Monte de Caparica local que é afectado pela falha do Vale Inferior do Tejo, sendo por isso um local com maior risco sísmico.

Analizou-se com maior pormenor os elementos estruturais mais críticos da estrutura, as vigas de ligação entre os corpos e os pilares circulares por possuírem um pé direito de 11,13 m de altura, definidos no capítulo 4 da presente dissertação.

As vigas de ligação entre corpos não verificam aos estados limites últimos, não resistindo à flexão. A solução de reforço proposta para estas vigas consiste na introdução de chapas coladas para aumentar a resistência sísmica.

Quanto aos pilares circulares apenas um não verifica os estados limites de serviço uma vez que tem deslocamentos relativos superiores aos admissíveis. Estes deslocamentos máximos foram obtidos segundo o EC8 para a acção sísmica do Tipo 1. Como soluções de reforço para estes pilares propôs-se o aumento da secção do pilar em betão ou o encamisamento do pilar com chapas metálicas, de forma a aumentar a inércia do pilar e consequentemente diminuir os deslocamentos.

Analizando os gráficos dos deslocamentos entre pisos definidos no capítulo 4 do presente trabalho, verifica-se que são ligeiramente superiores aos admissíveis segundo o EC8. A introdução de uma parede resistente na estrutura seria uma boa solução para reduzir os deslocamentos entre pisos.

Todas estas anomalias, à excepção das detectadas nas vigas de ligação, foram obtidas apenas quando se utilizou o Eurocódigo 8. De facto, o regulamento seguido no projecto deste edifício terá sido o RSA, atendendo ao do seu projecto.

Todos estes factores vão condicionar a vulnerabilidade sísmica da estrutura, mas o estudo do comportamento dos elementos não estruturais é também muito importante, uma vez que o edifício em estudo trata-se de um edifício escolar. Os elementos não estruturais podem provocar graves danos nos ocupantes do edifício mesmo que a estrutura tenha bom comportamento, daí ser importante analisar estes elementos.

Existem já vários estudos em vários países sobre a vulnerabilidade sísmica em escolas, como por exemplo em Itália, Venezuela e Japão. Com este trabalho reconhece-se que é importante a realização futura de um levantamento e de uma análise sísmica do parque escolar bem como de universidades em Portugal.

A principal conclusão tirada deste trabalho é que o edifício em estudo tem grande vulnerabilidade sísmica, por ser um edifício escolar com muitos ocupantes num grande período de tempo e por possuir algumas anomalias.

Futuramente numa análise semelhante ao mesmo edifício poderia-se:

- Quantificar na modelação as paredes de enchimento do edifício e posteriormente analisar-se as diferenças nos resultados;
- Aprofundar melhor os tipos de reforços sísmicos viáveis para o edifício em estudo, quantificando também os custos dessas mesmas soluções de reforço;
- Simular num programa de cálculo automático o reforço proposto;
- Utilizar outro programa de cálculo automático para a mesma análise e comparar os resultados;
- Analisar as fundações segundo os códigos em vigor;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] SOUSA, M. L., 2006, *Risco Sísmico em Portugal Continental*. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal
- [2] RSA, 1983, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio. Lisboa
- [3] R.E.B.A.P, 1983, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho. Lisboa
- [4] prEN 1998-1:2003, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*
- [5] prEN 1990-1:2001, *Eurocode 0: Basis of Structural Design*.
- [6] FERREIRA, M. A., 2007, *Avaliação do Risco Sísmico das instalações escolares na área Metropolitana de Lisboa. Uma Metodologia baseada na EMS 98*. Acta do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.
- [7] GRÜNTAL, G., Editor, 1998, *European Macroseismic Scale 1998*. Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol.15, Luxemburgo.
- [8] RODRIGUES, H., 2007, *Avaliação da Vulnerabilidade e Reforço Sísmico de um Edifício Representativo da Arquitectura Moderna em Portugal*. Acta do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.
- [9] ROQUE, J.A., 2007, *Avaliação do Comportamento Sísmico da Igreja de Santa Maria de Belém*. Acta do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.

- [10] COELHO, S. TEIXEIRA & COSTA, A. CAMPOS, 2007, *Determinação do Risco Sísmico para um Sistema de Distribuição de água*. Acta do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.
- [11] RODRIGUES, H., 2005, *Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- [12] CORNELL, C. A., 1968, Engineering seismic risk analysis. Bulletin of the Seismological Society of America.
- [13] COELHO, EMMA, CARVALHO, E. C., SILVA, M. J. FALCÃO, 2004, *Reparação e Reforço da Estruturas no Eurocódigo 8*. Acta do 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [14] NUNES, JOÃO C., FORJAZ, VITOR H., OLIVEIRA, C. SOUSA, 2004, *Catálogo Sísmico da Região dos Açores Versão 1.0 (1850-1998)*. Acta do 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [15] CARVALHO, E. CANSADO, 2007, *Anexo Nacional do Eurocódigo 8 Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal*. Acta do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.
- [16] PEREIRA, MANUEL F., COSTA, *Exploração Sustentada de Recursos Geológicos*, 6º Encontro de Geologia do I.S.T.
- [17] SARAIVA, JOÃO P., 2006, *Avaliação da Capacidade Sísmica de Edifícios de Betão Armado de acordo com o Eurocódigo 8- Parte 3*. Acta do 4º Jornada Portuguesa de Engenharia de Estruturas, 2006.
- [18] MARTINS, JOÃO G., 2007, *Apontamentos das aulas de Análise de Estruturas da UFP*.

- [19] PROENÇA, JORGE M., OLIVEIRA, C. SOUSA, ALMEIDA, JOÃO P., 2004, *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Hospital de Santa Maria*. Acta do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [20] REIS, A., FARINHA, M., 2005, *Tabelas Técnicas*. Edições Técnicas, Lisboa.
- [21] LOPES, H. PEREIRA, 2007, *Comparação do Eurocódigo 8 como RSA/REBAP*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa.
- [22] COMPUTERS AND STRUTURES INC., 2006, *Basic Analysis Reference Manual for SAP2000 version 11*.
- [23] ARNOTT, K., *Shear Wall Analysis – New Modelling Same Answers*. CSC (UK).
- [24] ESTEVÃO, JOÃO C., 1998, *Modelo Computacional de Avaliação do Risco Sísmico de Edifícios*. Tese de Mestrado, IST, 1998.
- [25] GUERREIRO, L., 2006, *Aulas de Dinâmica e Engenharia Sísmica*. IST, 2006.
- [26] BHATT, CARLOS F., 2007, *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares*. Tese de Mestrado, IST, 2007.
- [27] ROMÃOZINHO, MANUEL O. R., 2008, *Dimensionamento para a Acção do EC8 – Análise das Prescrições da EN 1998-1 Aplicadas a Estruturas de Edifícios de Betão Armado com Recurso a um Exemplo Prático*. Tese de Mestrado, IST, 2008.
- [28] BAPTISTA, J. ADRIÃO, MESQUITA, AFONSO, 2004, *Comparação de duas Técnicas para a Análise não linear de Edifícios de Betão Armado preenchidos com Alvenaria*. Acta do 6º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.

- [29] CABRAL, JOÃO, 2003, *A Geologia na Avaliação da Perigosidade Sísmica*. Seminário “Riscos Geológicos”, Faculdade de Ciências de Lisboa, 2003.
- [30] GONÇALVES DA SILVA, MANUEL, 2006, Aulas de Dinâmica de Estruturas, Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL, 2006.
- [31] SANTOS, JAIME, *Sismologia e Sismos*. Publicação didáctica, IST, 2007.
- [32] PEIXOTO, S. MACEDO, NEVES, A. SERRA (2004), *Comportamento Sísmico da Pavimentos Realizados com Painéis do Tipo Pré-Laje com Aligeiramento*. Acta do 6º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [33] LOPES, MÁRIO (COORDENADOR), et al. (2008), *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, Lisboa.
- [34] PROENÇA, JORGE, *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de Instalações Hospitalares*. Ciclo de Palestras da FCT/UNL e UNIC, 2004.
- [35] LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, retirado de <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>
- [36] DIAS, J. ALVERINHO, *Geologia Ambiental*, retirado de http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA5_Sismos/57_Portugal/572_SismicidPort.html
- [37] VILANOVA, SUSANA, 2004, *Sismicidade e Perigosidade Sísmica do Vale Inferior do Tejo*. Tese de Doutoramento, IST, 2004.
- [38] SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA, *Sismicidade e Histórica*, retirado de <http://www.spes-sismica.org/pSismHist.htm>

- [39] BRANCO, MIGUEL, GUERREIRO, LUÍS (2007), *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria com Métodos Passivos*. Acta do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.
- [40] MARTINS, JOÃO G., CARNEIRO, FRANCISCO, *Análise de Estruturas: Contraventamento de Edifícios*, 1ª edição, 2008.
- [41] GUERREIRO, LUÍS (2007), *Isolamento Base*. Aparentamentos de Dinâmica e Engenharia Sísmica do Instituto Superior Técnico, 2006.
- [42] LÚCIO, VÁLTER, *Reforço de Estruturas*. Aparentamentos da cadeira Reparação e Reforço de Estruturas, Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL, 2007.
- [43] prEN 1991-1:2002, *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*.
- [44] GUERREIRO, LUÍS, *Revisões de Análise Modal e Análise Sísmica por Espectros de Resposta*. Aparentamentos de Dinâmica e Engenharia Sísmica do Instituto Superior Técnico, 1999.

Referências Bibliográficas

ANEXO 1 – TIPO DE SOLOS DE FUNDAÇÃO, ADAPTADO DA TABELA 3.1 DO EC8

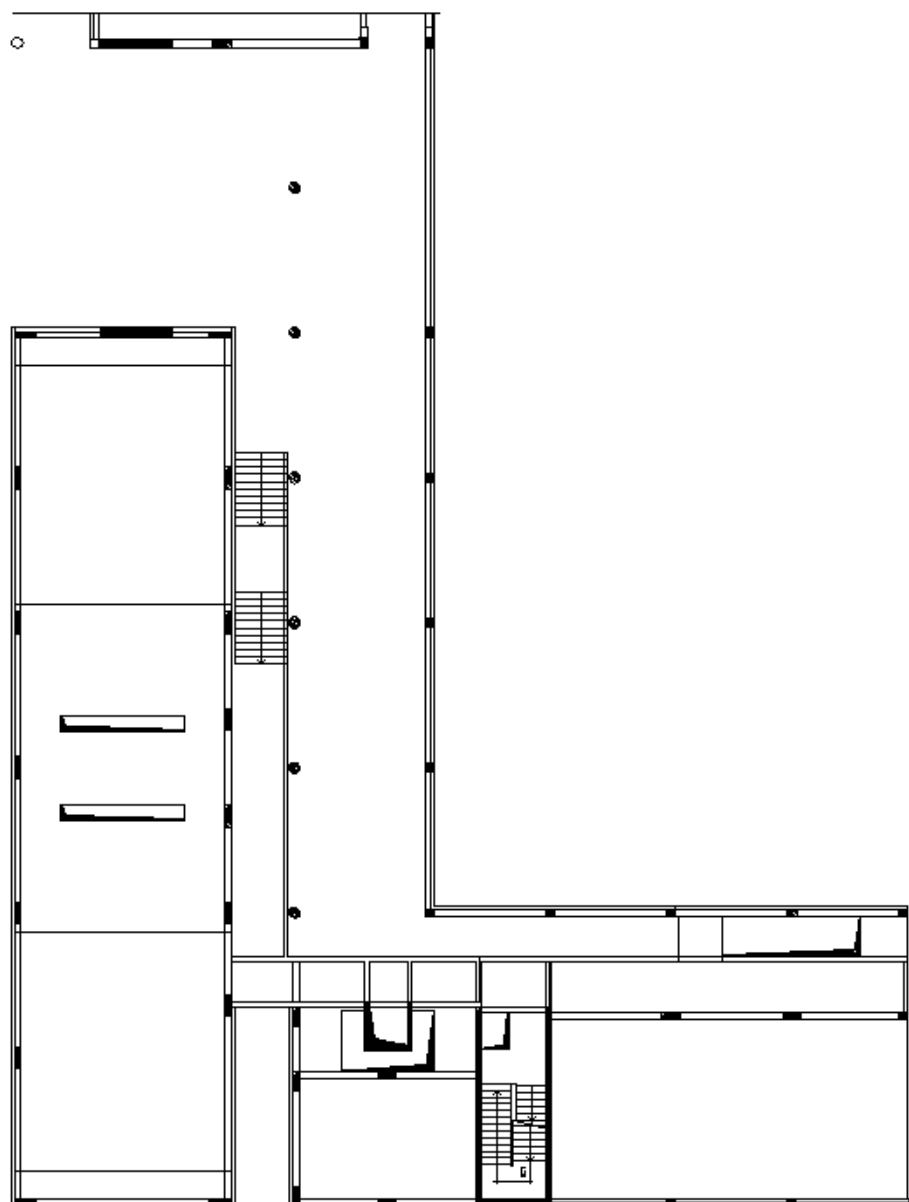
Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico
A	Rocha ou outra formação geológica que inclua no máximo 5m de material mais fraco à superfície
B	Depósitos rijos de areia, gravilha ou argila sobreconsolidada, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade
C	Depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou de argila de consistência média com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros
D	Depósitos de solos não coesivos, entre soltos a de média consistência, com ou sem a ocorrência de algumas camadas coesivas brandas, ou de depósitos com solos predominantemente coesivos de fraca e média consistência
E	Perfil de solo consistindo numa camada superficial com valores de v_s característicos de solo tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre uma camada mais rija com valores de v_s superiores a 800 m/s
S1	Depósitos com uma camada de, pelo menos 10 m, de argilas brandas ou siltes com um índice de alta plasticidade e elevado teor em água.
S2	Depósitos de solos susceptíveis de sofrerem liquefacção ou de argilas sensíveis, ou qualquer outro tipo de solo não incluído nas categorias A a E e S1.

ANEXO 2 – VALORES DE Ψ CONSOANTE AS CATEGORIAS DOS EDIFÍCIOS (EN 1990:2002, ANEXO A1)

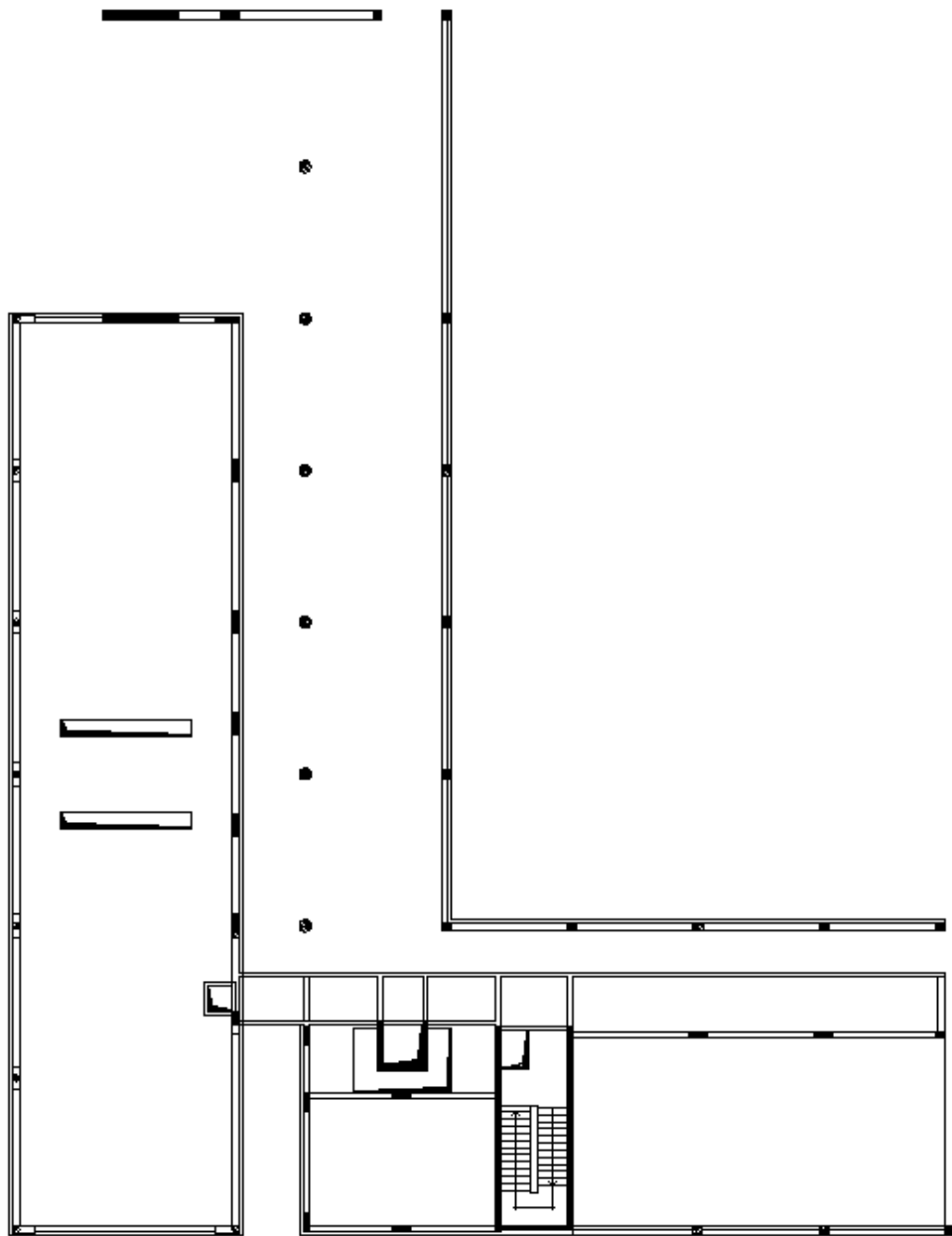
Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000\text{ m a.s.l.}$	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.l.}$	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex.			
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

ANEXO 3- PLANTAS DE ARQUITECTURA DO EDIFÍCIO

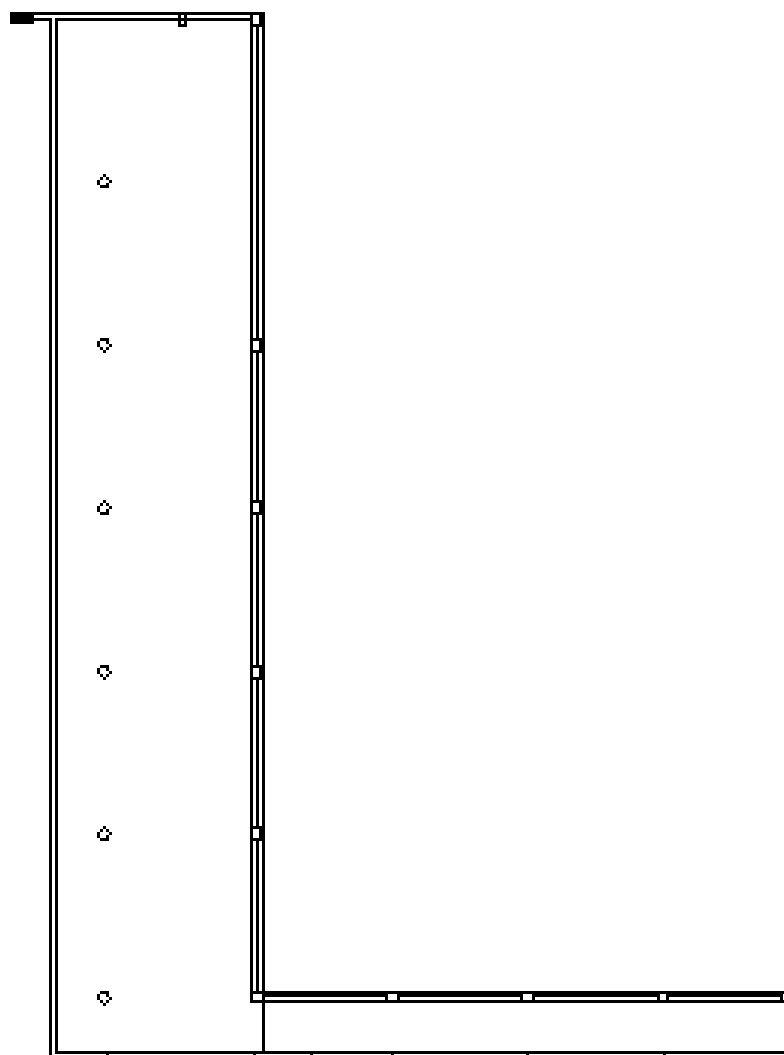
PLANTA PISO 2



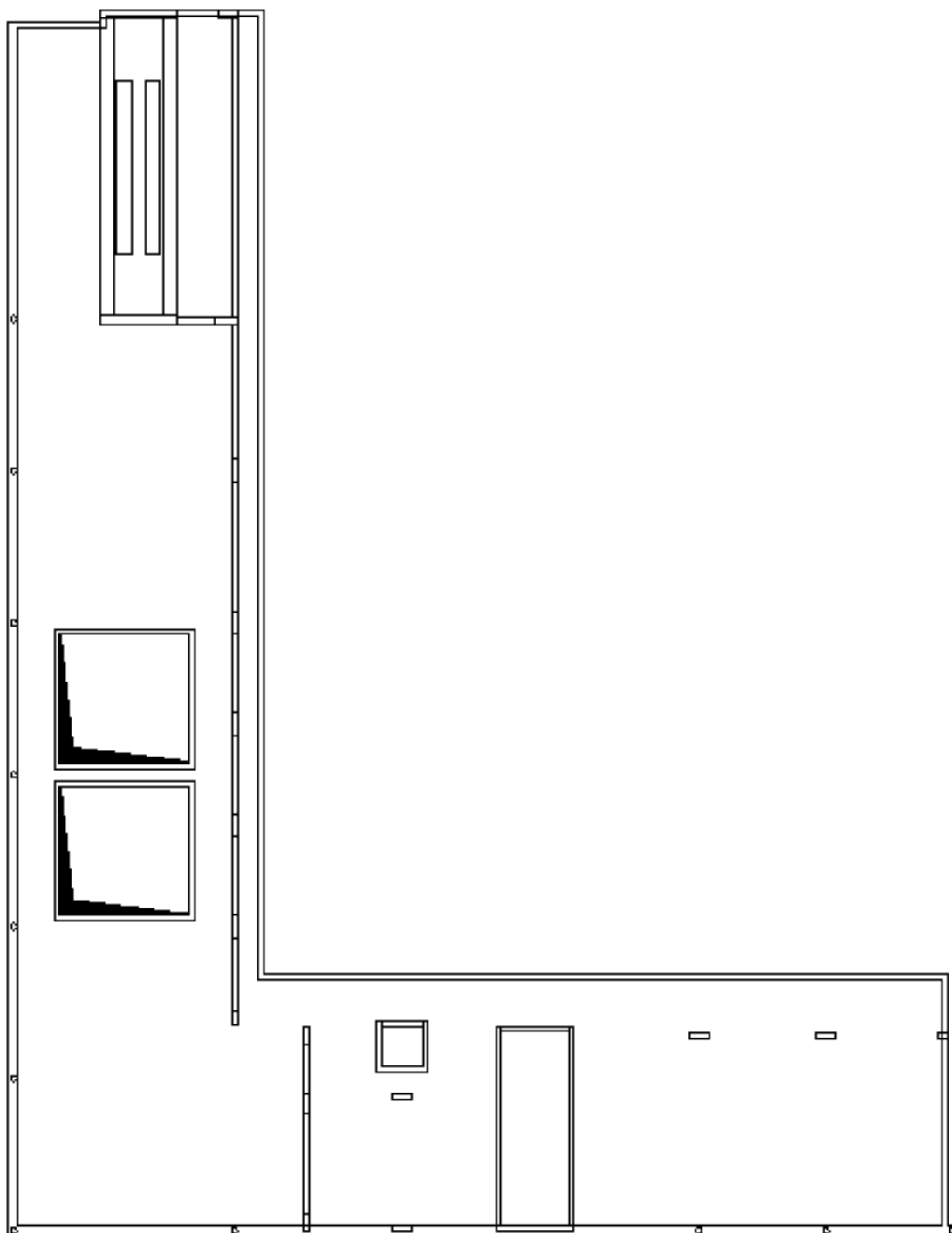
PLANTA PISO 3



PLANTA COBERTURA INFERIOR



PLANTA COBERTURA SUPERIOR



ANEXO 4- DIMENSÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO

ANEXO 4.1- CARACTERIZAÇÃO DAS LAJES

Laje maciça

Laje	e (m)
L3C2	0,18
LC1	0,22
LC3	0,12
LC4	0,12
LC5	0,12
LC6	0,12
LC7	0,12
LC8	0,18
LC9	0,12
LCe	0,15

Laje com blocos de betão leve

Laje	e (m)
LC0,31	0,22
LC0,41	0,3
LC0,46	0,34
LC31	0,31
LC41	0,41
LC46	0,46

ANEXO 4.2- CARACTERIZAÇÃO DAS VIGAS

Piso 2

Viga	h (m)	b (m)
VC1, VC10 e VC11	0,385	0,4
BC1	0,41	0,72
VC2	0,9	0,25
VC4, VC20, VC12 e VC13	0,7	0,25
VC3, VC5, VC8, VC14 e VC7	0,7	0,2
VC17	0,391	0,4
VC9, VC18 e VC19	0,41	0,4
V6.1	0,363	0,4
V6.2	0,433	0,4
VC15	0,5	0,2
VC16	0,84	0,2

Piso 3

Viga	h (m)	b (m)
BC1	0,41	0,72
VC1, VC9 e VC10	0,385	0,4
VC2	0,9	0,25
VC6, VC7, VC13 e VC4	0,7	0,2
VC16 e VC5.1	0,363	0,4
VC12, VC11, VC19 e VC3	0,7	0,25
VC8 e VC17	0,41	0,4
VC5.2	0,433	0,4
VC14	0,5	0,2
VC15	0,84	0,2

Piso Cobertura Inferior

Viga	h (m)	b (m)
VC16, VC13 e VC14	0,7	0,4
BC3	0,7	0,25
VC15 e VC12.1	0,363	0,4
VC12.2	0,433	0,4

Piso Cobertura Superior

Viga	h (m)	b (m)
VC7	0,7	0,2
VC4, VC5, VC10, BC3 e BC1	0,7	0,25
VC11	1,14	3,0
VC1 e VC6	0,7	0,4
VC2	0,9	0,25
VC9	0,96	0,2
VC3	1,7	0,35

ANEXO 4.3- CARACTERIZAÇÃO DOS PILARES

Pilar	a (m)	b (m)
PC1	0,25	0,75
PC10, PC11, PC12 e PC13	0,3	0,4
PC14, PC15, PC16 e PC19	0,4	0,3
PC2	0,35	0,35
PC20	0,3	0,9
PC21	0,9	0,25
PC21F	0,25	0,5
PC22 e PC23	0,9	0,25
PC24	0,25	0,9
PC25	0,35	0,75
PC26	0,3	0,9
PC27	0,9	0,25
PC28	0,35	0,9
PC3	0,25	0,4
PC4	0,35	0,35
PC5	0,175	0,75
PC6	0,675	0,25
PC7 e PC8	0,75	0,25
PC9	0,3	0,4

Pilar	a (m)	b (m)
PC21	0,9	0,25
PC21F	0,25	0,5

**ANEXO 5 – TIPO DE CATEGORIAS DE EDIFÍCIOS
SEGUNDO EN 1991:2002, TABELA 6.1**

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D ¹⁾)	<p>C1: Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions.</p> <p>C2: Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms.</p> <p>C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts.</p> <p>C4: Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages.</p> <p>C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.</p>
D	Shopping areas	<p>D1: Areas in general retail shops</p> <p>D2: Areas in department stores</p>
<p>¹⁾ Attention is drawn to 6.3.1.1(2), in particular for C4 and C5. See EN 1990 when dynamic effects need to be considered. For Category E, see Table 6.3</p> <p>NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3, C4 may be categorised as C5 by decision of the client and/or National annex.</p> <p>NOTE 2 The National annex may provide sub categories to A, B, C1 to C5, D1 and D2</p> <p>NOTE 3 See 6.3.2 for storage or industrial activity</p>		

ANEXO 6 – VALORES DE q_0 PARA EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO REGULARES, DE ACORDO COM O EC8

Tipo de Estrutura	DCM	DCH
Pórticos, estruturas mistas pórtico-parede e paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_i$	$4,5 \alpha_u / \alpha_i$
Paredes	3,0	$4,5 \alpha_u / \alpha_i$
Sistema de rigidez concentrada	2,0	3,0
Sistema em pêndulo invertido	1,5	2,0

ANEXO 7 – VALORES DO QUOCIENTE α_u / α_i CONSOANTE O TIPO ESTRUTURAL

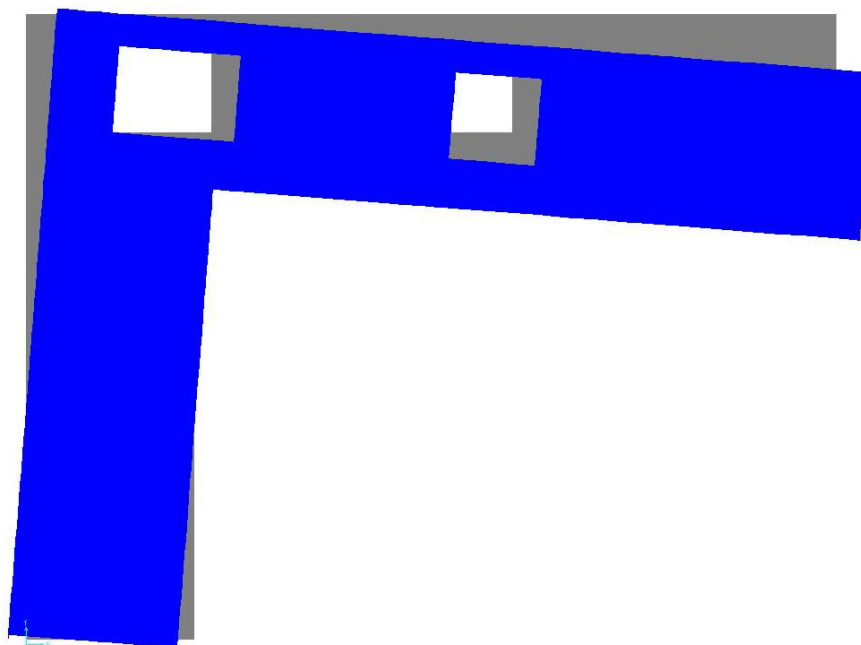
- o Estruturas em pórtico ou mistas equivalentes a pórtico
 - i. Edifícios com um piso: $\alpha_u / \alpha_i = 1,1$;
 - ii. Edifícios com vários pisos e um vão: $\alpha_u / \alpha_i = 1,2$;
 - iii. Edifícios com vários pisos, vários vãos: $\alpha_u / \alpha_i = 1,3$;
- o Estruturas em parede ou mistas equivalentes a parede
 - i. Estruturas parede com apenas duas paredes não acopladas em cada direcção horizontal: $\alpha_u / \alpha_i = 1,0$;
 - ii. Estruturas paredes sem acoplamento: $\alpha_u / \alpha_i = 1,1$;
 - iii. Estruturas mistas equivalentes a parede ou paredes acopladas: $\alpha_u / \alpha_i = 1,2$;

ANEXO 8 – FACTORES DE PARTICIPAÇÃO MODAL DAS MASSAS, DE ACORDO COM O RSA

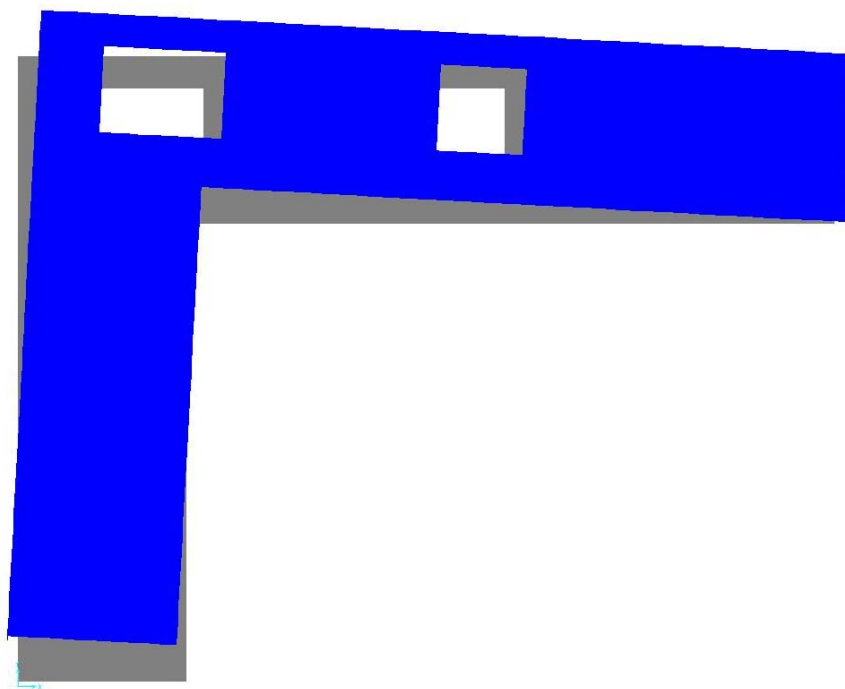
Modo	Factor de Participação de Massa (%)				Modo	Factor de Participação de Massa (%)			
	Ux	Uy	Sum. Ux	Sum. Uy		Ux	Uy	Sum. Ux	Sum. Uy
1	15,17	26,93	15,17	26,93	31	0,01	0,04	82,41	91,28
2	10,77	54,74	25,94	81,66	32	0,01	0,01	82,42	91,29
3	53,89	0,28	79,83	81,95	33	0,00	0,00	82,42	91,29
4	0,15	0,00	79,98	81,95	34	0,00	0,00	82,42	91,29
5	0,00	0,02	79,98	81,96	35	0,03	0,00	82,46	91,29
6	0,07	0,00	80,05	81,96	36	0,10	0,00	82,56	91,29
7	0,07	0,06	80,12	82,02	37	0,00	0,13	82,56	91,42
8	0,07	0,01	80,19	82,03	38	0,00	0,00	82,56	91,42
9	0,41	0,00	80,60	82,03	39	0,18	0,16	82,74	91,59
10	0,01	0,00	80,61	82,04	40	0,00	0,00	82,74	91,59
11	0,03	0,00	80,64	82,04	41	0,00	0,00	82,74	91,59
12	0,01	0,09	80,65	82,12	42	0,00	0,00	82,74	91,59
13	0,00	0,00	80,65	82,12	43	0,01	0,01	82,75	91,60
14	0,03	0,08	80,68	82,20	44	0,05	0,10	82,80	91,69
15	0,00	0,01	80,68	82,21	45	2,74	2,99	85,54	94,69
16	0,01	0,00	80,69	82,22	46	0,12	0,13	85,66	94,82
17	0,00	0,00	80,69	82,22	47	0,01	0,03	85,67	94,85
18	0,00	0,03	80,69	82,25	48	0,00	0,00	85,67	94,85
19	0,04	0,09	80,74	82,33	49	0,01	0,02	85,68	94,87
20	1,64	8,77	82,38	91,11	50	0,15	0,04	85,82	94,91
21	0,01	0,00	82,39	91,11	51	0,00	0,00	85,82	94,91
22	0,00	0,00	82,39	91,11	52	0,01	0,00	85,84	94,91
23	0,00	0,02	82,39	91,12	53	0,28	0,01	86,11	94,92
24	0,00	0,07	82,39	91,19	54	2,54	0,08	88,65	95,00
25	0,00	0,01	82,39	91,20	55	0,00	0,00	88,66	95,00
26	0,00	0,01	82,39	91,21	56	0,32	0,15	88,98	95,15
27	0,01	0,02	82,40	91,23	57	0,21	0,00	89,18	95,15
28	0,00	0,00	82,40	91,23	58	0,65	0,11	89,83	95,25
29	0,00	0,00	82,40	91,23	59	0,37	0,81	90,20	96,06
30	0,00	0,01	82,40	91,24	60	0,49	0,46	90,69	96,53

ANEXO 9 – CONFIGURAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA SEGUNDO O RSA

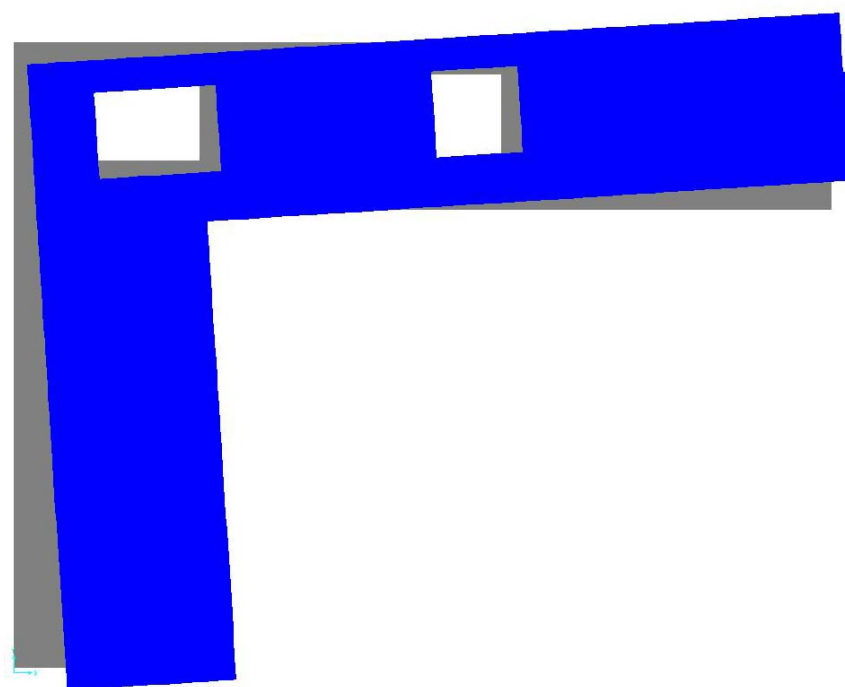
MOD01



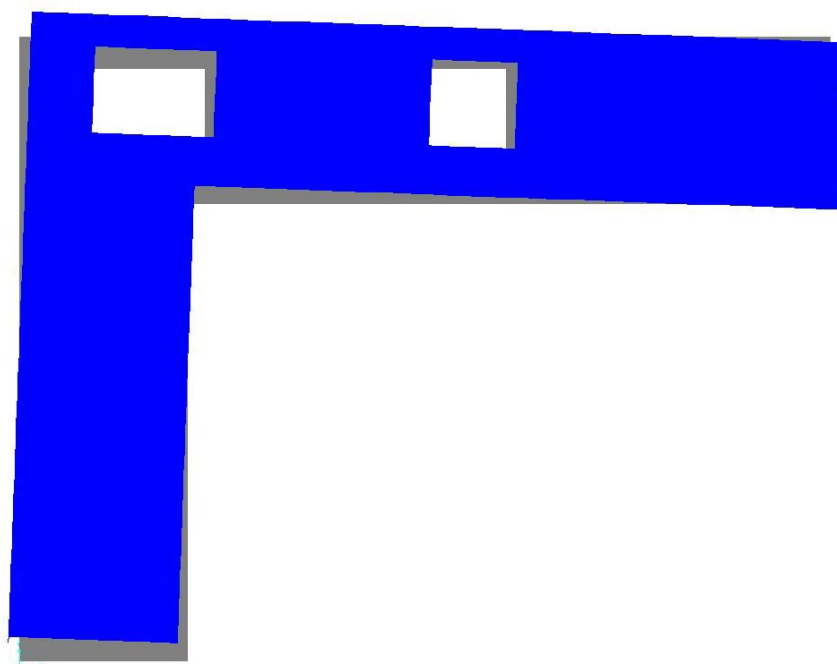
MODO2



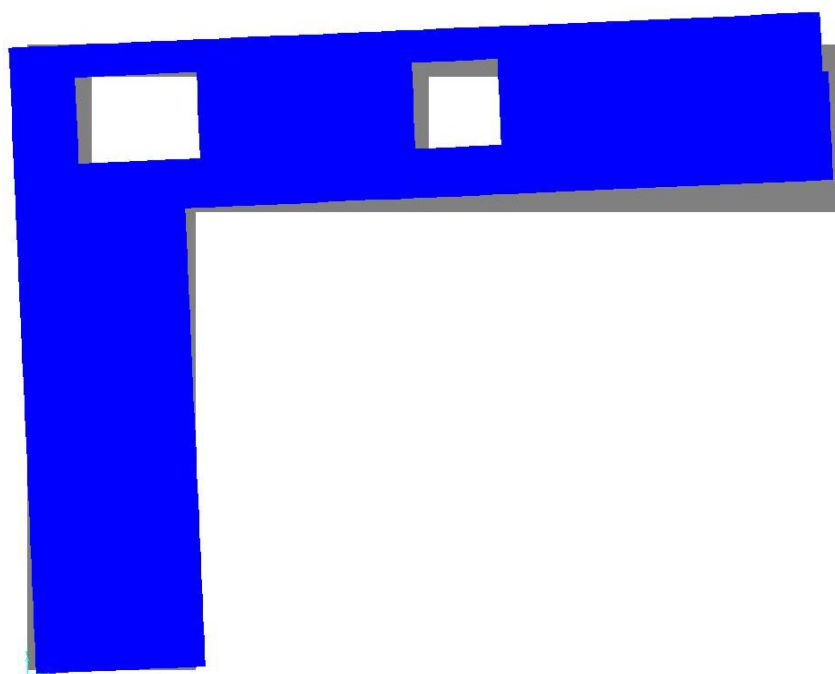
MODO3



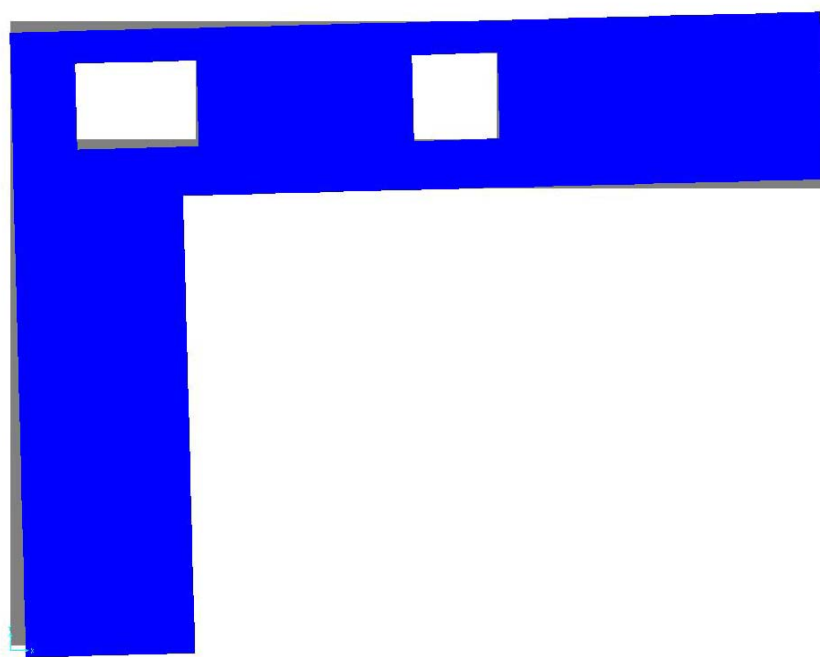
MODO 20



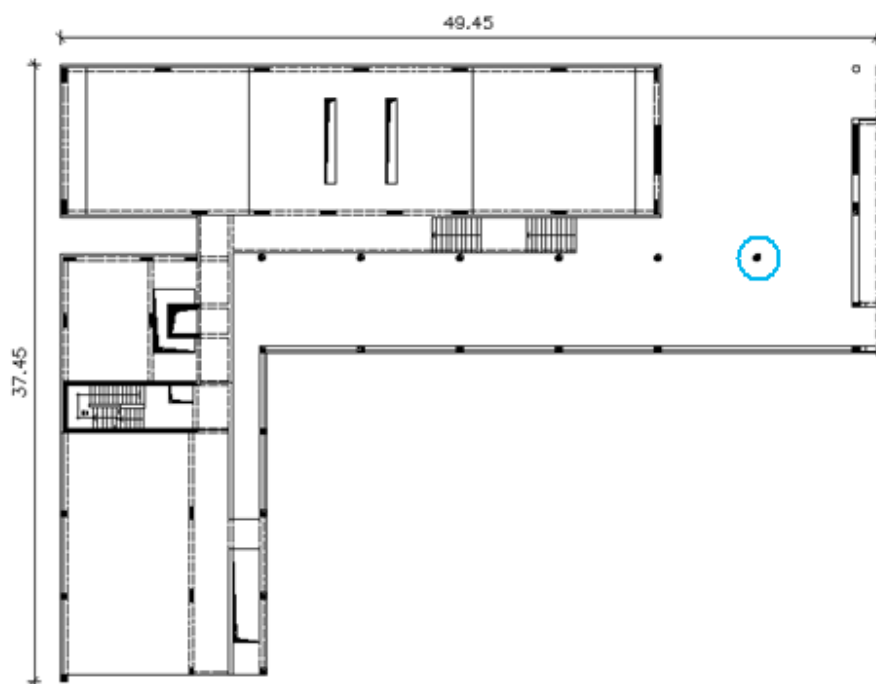
MODO 45



MODO 54

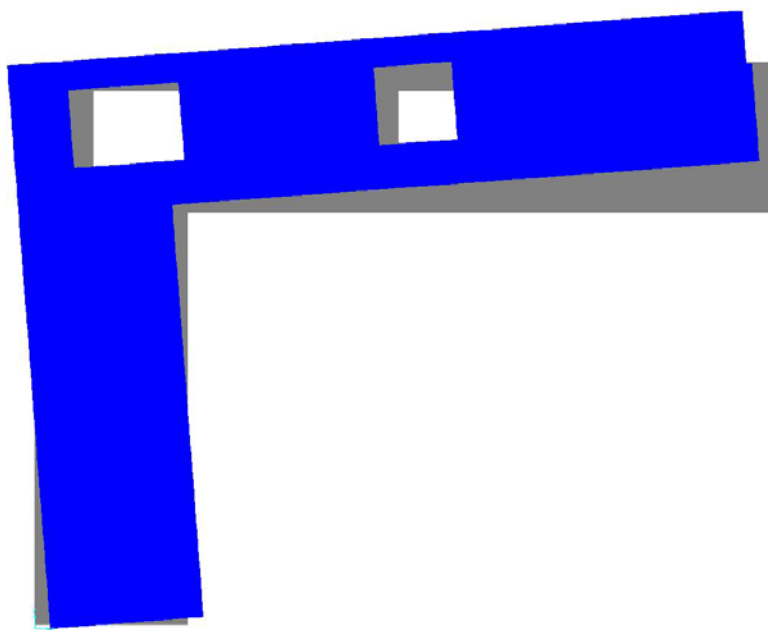


ANEXO 10 - PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DO PILAR CIRCULAR MAIS DESFAVORÁVEL

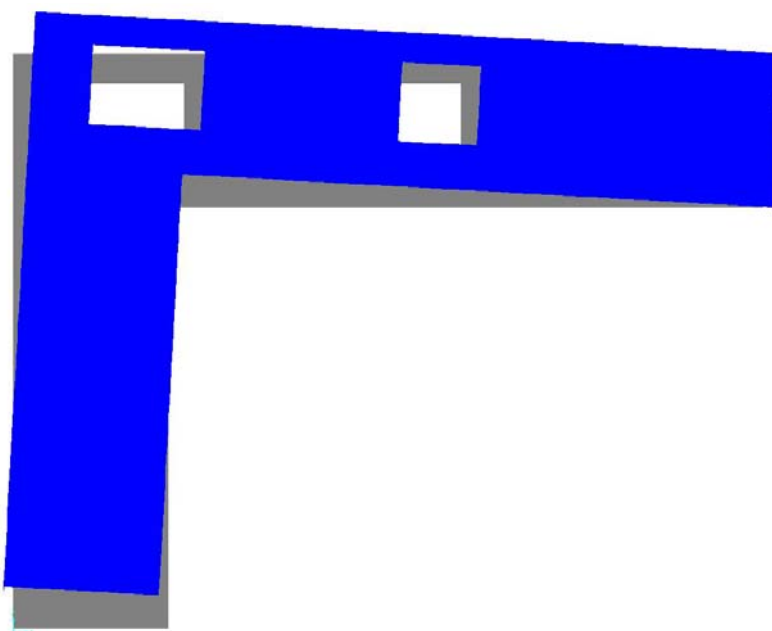


ANEXO 11 – CONFIGURAÇÃO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA SEGUNDO O EC8

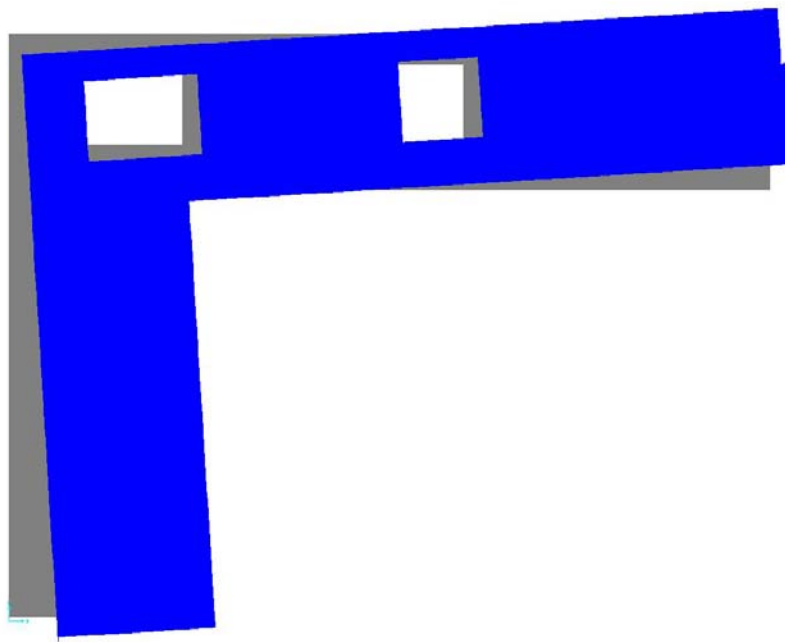
MODO 1



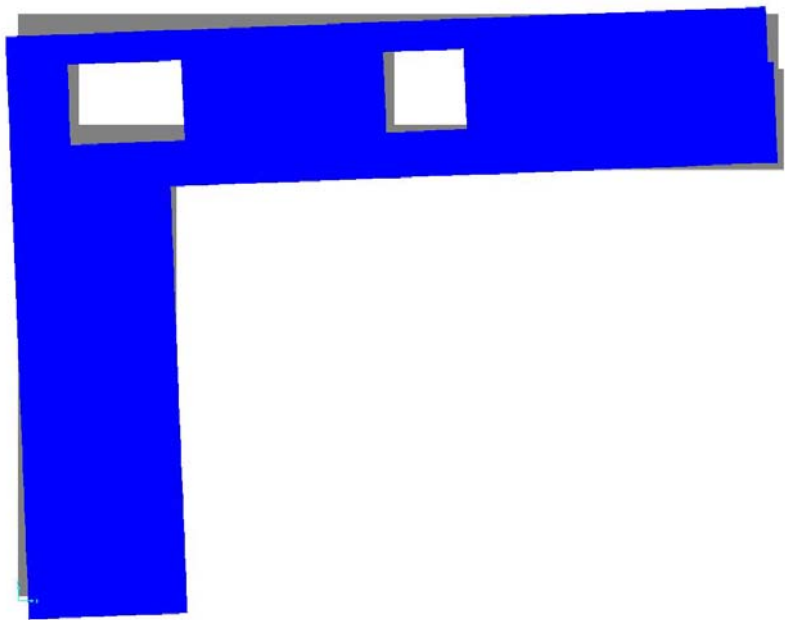
MODO 2



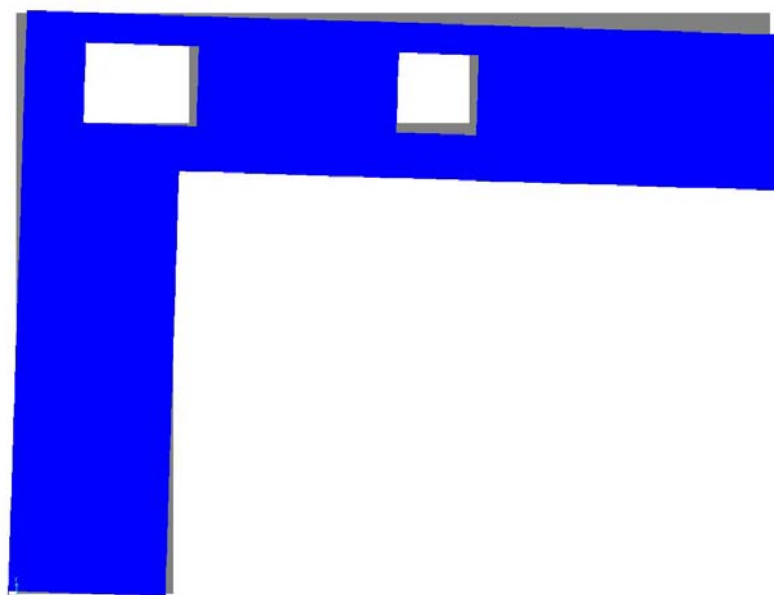
MODO3



MODO 21



MODO 43



MODO 52

